



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN SPRINGWOOD
MENGUNAKAN BETON BERTULANG DAN
BALOK BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK**

DIMAS AGUNG PAMBUDI
NRP 3112 100 062

Dosen Pembimbing
Prof. Tavo, ST., MT., PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP Raka, DEA

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN SPRINGWOOD
MENGUNAKAN BETON BERTULANG DAN
BALOK BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK**

DIMAS AGUNG PAMBUDI
NRP 3112 100 062

Dosen Pembimbing
Prof. Tavo ST., MT., PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP Raka, DEA

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT (RC14-1501)

**DESIGN MODIFICATION OF SPRINGWOOD
APARTMENT STRUCTURAL BUILDING BY
USING REINFORCED CONCRETE AND POST
TENSION MONOLITE PRESTRESSED
CONCRETE BEAM**

DIMAS AGUNG PAMBUDI
NRP 3112 100 062

Academic Supervisors
Prof. Tavio ST., MT., PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP Raka, DEA

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK BETON
PRATEKAN MONOLIT PASCATARIK**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:
DIMAS AGUNG PAMBUDI
NRP. 3112 100 062

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Tavio, ST., MT., PhD (Pembimbing I)

2. Prof. Dr. Ir. IGP Raka. DEA (Pembimbing II)

**SURABAYA
JANUARI, 2017**

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN SPRINGWOOD MENGGUNAKAN BETON BERTULANG DAN BALOK BETON PRATEKAN MONOLIT PASCATARIK

Nama Mahasiswa : Dimas Agung Pambudi
NRP : 3112 100 062
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Prof. Tavio, ST., MT., PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP Raka, DEA

Abstrak

Gedung Apartemen Springwood merupakan gedung yang terdiri dari 15 lantai dengan ketinggian ± 53 m. Gedung tersebut awalnya direncanakan dengan material beton bertulang biasa pada keseluruhan lantai, dimana pada lantai 15 terdapat ruangan dengan bentang balok 15,8 meter. Penggunaan bahan dan material beton bertulang pada perencanaan gedung tersebut dinilai tidak efektif, sehingga pada gedung ini dilakukan modifikasi dengan metode balok prategang.

Tugas Akhir ini membahas tentang perencanaan dengan menggunakan beton prategang. Perencanaan yang dilakukan pada Gedung Apartemen Springwood meliputi perencanaan struktur sekunder, struktur utama prategang maupun non-prategang, perhitungan pondasi, serta metode pelaksanaan balok prategang yang dibuat monolit dengan kolom. Selain itu, karena balok prategang memiliki daktilitas yang rendah dalam perencanaan, gedung tersebut membutuhkan pertimbangan seperti penggunaan prategang parsial untuk meningkatkan daktilitas dari balok tersebut.

Dalam pelaksanaannya, metode balok prategang yang digunakan adalah post tension (pasca tarik), yaitu dilakukan

pengecoran balok terlebih dahulu. Kemudian, setelah beton mengeras, tendon diberikan gaya tarik.

Modifikasi Perencanaan gedung ini dilakukan berdasarkan peraturan yang terbaru yaitu, SNI 2847:2013 tentang perhitungan beton untuk bangunan gedung, SNI 1726:2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung, SNI 1727:2012 tentang beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lainnya, PPIUG 1983 tentang peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung, serta peraturann mengenai beton pratekan yang memenuhi syarat tahan gempa.

Hasil dari modifikasi gedung Apartemen Springwood ini meliputi ukuran balok induk 40/50 dan 40/60, ukuran balok anak 30/40 dan 30/45, ukuran balok prategang 45/80 dan 3 macam ukuran kolom yaitu yaitu untuk lantai 1-5 80x80, lantai 6-10 70x70, dan lantai 11-15 60x60. tebal pelat direncanakan dengan tebal 12 cm dan 3 jenis type pile cap.

Kata Kunci: Gedung Apartemen Springwood, Beton Prategang, Monolit

DESIGN MODIFICATION OF SPRINGWOOD APARTMENT STRUCTURAL BUILDING BY USING REINFORCED CONCRETE AND POST TENSION MONOLITE PRESTRESSED CONCRETE BEAM

Student	: Dimas Agung Pambudi
NRP	: 3112 100 062
Department	: Teknik Sipil FTSP-ITS
Advisors	: Prof. Tavio, ST., MT., PhD. Prof. Dr. Ir. IGP Raka, DEA

Abstrak

Springwood Apartment is a building consisting of 15 floors with a height of ± 53 m. The building was originally planned with ordinary reinforced concrete material on the entire floor, in which on the 15th floor there is a multifunction room with beam span of 15,8 meters. The use of materials and reinforced concrete material in building design was judged to be ineffective, so that the building was modified by a prestressed beam method

This Final Project discussed about a design by using prestressed concrete. The designs made in Springwood Apartment included secondary structure design, the main structure of prestressed and non-prestressed, the calculation of the foundation, as well as the implementation method of prestressed beam created by monolith with the column. Moreover, now that the prestressed beam has low ductility in the design, the building requires consideration such as the use of prestressed partial to improve ductility of the beam

In its execution, the prestressed beam method used was post tension, which is the casting of the beam was the first step to

be done. Thus, after the concrete hardens, the tendon is given tensile strength.

Design modifications of this building was done based on the latest regulations, which are SNI 2847: 2013 concerning the calculation of concrete for buildings, SNI 1726:2012 on planning procedures for the earthquake resistance of buildings, SNI 1727:2012 about the minimum load for the design of buildings and other structures, and PPIUG 1983 on the regulation of Indonesia burden for buildings, as well as regulation concerning prestressed concrete eligible earthquake resistant.

The results of the modification of the Springwood Apartment building are 40/50 and 40/60 primary beams dimension, 30/40 and 30/45 secondary beams dimension and 3 type of column's dimension, on the 1st-5th floor using 80x80 column, on the 6th-10th floor using 70x70 column, while on the 11st-15th floor using 60x60 column. This building use a plate with 12 cm thickness and used 3 type pile cap

Keyword: Springwood Apartment, Prestressed Concrete, Monolit

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Allah SWT. atas segala rahmat dan karunia-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul "Desain Modifikasi Struktur Gedung Apatremen Springwood Menggunakan Beton Bertulang dan Balok Beton Pratekan Monolit Pascatarik" tepat pada waktunya. Tugas Akhir ini disusun penulis dalam rangka memenuhi salah satu syarat kelulusan di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan ITS.

Selama proses penyusunan Tugas Akhir ini, penulis mendapat banyak bimbingan, dukungan, dan pengarahan dari berbagai pihak. Oleh karena itu, dengan segala kerendahan hati penulis menyampaikan rasa terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Allah SWT, atas segala limpahan rahmat dan karunia-Nya
2. Orang Tua yang selalu memberi dukungan, doa, dan kasih sayang yang tak pernah ada putusnya.
3. Bapak Prof. Ir. Tawio MT. PhD dan Prof. Dr. Ir IGP Raka DEA., selaku dosen pembimbing, atas segala bimbingan dan waktunya dalam penyelesaian Tugas Akhir.
4. Bapak dan Ibu Dosen Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS Surabaya yang tidak mungkin disebutkan satu persatu, atas ketekunan memberikan ilmu-ilmu yang sangat bermanfaat.
5. Kakak dan adik, yang selalu memberi dukungan dan doanya untuk saya
6. Teman-teman S-1 Teknik Sipil ITS 2012 lainnya, terima kasih atas semangat perjuangan yang telah diberikan,
7. Semua pihak yang telah membantu yang tidak dapat disebutkan satu per satu.

Penulis menyadari bahwa dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini banyak terdapat kekurangan, oleh karena itu kritik dan

saran yang membangun sangat diharapkan penulis agar di masa yang akan datang menjadi lebih baik.

Penulis berharap Tugas Akhir ini nantinya dapat bermanfaat bagi semua pihak. Dan penulis juga memohon maaf atas segala kekurangan yang ada dalam Tugas Akhir ini.

Surabaya, Januari 2017

Penulis

DAFTAR ISI

Halaman Judul.....	i
Lembar Pengesahan.....	iii
Abstrak	v
Kata Pengantar	ix
Daftar Isi.....	xi
Daftar Tabel.....	xvii
Daftar Gambar.....	xix
 BAB I PENDAHULUAN	 1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah	3
1.3 Tujuan	4
1.4 Batasan Masalah	5
1.5 Manfaat	5
 BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	 7
2.1 Umum.....	7
2.2 Beton Prategang	7
2.2.1 Jenis Beton Prategang	7
2.2.2 Keuntungan Beton Prategang.....	8
2.2.3 Prinsip Dasar Beton Prategang.....	8
2.2.4 Material prategang.....	10
2.2.5 Balok Prategang Parsial.....	11
2.2.6 Tahapan Pembebanan.....	12
2.2.7 Kehilangan Prategang.....	13
2.3 Beton Prategang Pada Bangunan Tinggi.....	13
 BAB III METODOLOGI	 15
3.1 Umum.....	15
3.2 Bagan Alir.....	15
3.3 Pengumpulan Data	18
3.4 Pedoman Perencanaan.....	18
3.5 Preliminary Desain.....	18

3.5.1 Struktur Sekunder.....	18
3.5.2 Struktur Utama Prategang	19
3.5.3 Struktur Utama Non Prategang.....	20
3.6 Perencanaan Struktur Sekunder.....	21
3.6.1 Perencanan Tangga.....	21
3.6.2 Perencanaan Pelat.....	21
3.6.3 Perencanaan Balok Anak.....	21
3.6.4 Perencanaan Balok Lift	22
3.7 Pembebanan	22
3.8 Analisa Model Struktur	23
3.9 Analisa Struktur Utama Non Prategang	23
3.10 Analis Struktur Utama Prategang.....	23
3.10.1 Gaya Prategang.....	24
3.10.2 Tegangan Ijin Baja dan Beton	24
3.10.3 Pemilihan Tendon Baja Prategang	25
3.10.4 Daerah Limit Kabel	25
3.10.5 Kehilangan Gaya Prategang	25
3.10.6 Kontrol Kuat Batas Beton Prategang.....	28
3.10.7 Kontrol Lentur	28
3.10.8 Kontrol Geser	29
3.10.9 Kontrol Lendutan.....	29
3.10.10 Pengangkuran	30
3.11 Perencanaan Pondasi.....	30
3.12 Output Gambar	30
 BAB IV PEMBAHASAN	 31
4.1 Preliminary Design.....	31
4.1.1 Umum	31
4.1.2 Data Perencanaan	31
4.1.3 Pembebanan.....	31
4.1.4 Perencanaan Balok	32
4.1.4.1 Perencanaan Balok Induk	32
4.1.4.2 Perencanaan Balok Anak	34
4.1.4.3 Perencanaan Balok Prategang.....	35
4.1.5 Perencanaan Tebal Pelat.....	36

4.1.5.1 Peraturan Perencanaan Pelat	36
4.1.5.2 Data Perencanaan Tebal Pelat	38
4.1.5.3 Perhitungan Lebar Efektif Pelat.....	38
4.1.5.4 Perencanaan Pelat Atap	40
4.1.6 Perencanaan Kolom.....	41
4.2 Perencanaan Struktur Sekunder	47
4.2.1 Umum	47
4.2.2 Perencanaan Tangga.....	47
4.2.2.1 Data Perencanaan Tangga	47
4.2.2.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga.....	48
4.2.2.3 Pembebanan Tangga dan Bordes.....	49
4.2.2.4 Perhitungan Gaya pada Tangga	50
4.2.2.5 Perhitungan Penulangan Tangga	53
4.2.3 Perencanaan Pelat	58
4.2.3.1 Data Perencanaan	58
4.2.3.2 Pembebanan Pelat.....	58
4.2.3.3 Penulangan Pelat.....	60
4.2.4 Perencanaan Balok Anak	70
4.2.4.1 Perencanaan Balok Anak	70
4.2.5 Perencanaan Balok Lift.....	75
4.2.5.1 Spesifikasi Lift.....	75
4.2.5.2 Perencanaan Penggantung Lift	76
4.2.5.3 Pembebanan Lift.....	76
4.2.5.4 Penulangan Balok Lift	78
4.3 Pembebanan dan Analisa Struktur	82
4.3.1 Umum.....	82
4.3.2 Permodelan Struktur	83
4.3.2.1 Data Perencanaan	83
4.3.3 Analisa Beban Gempa	83
4.3.3.1 Percepatan Respon Spektrum	83
4.3.3.2 Parameter Kecepatan Spektral	85
4.3.3.3 Kategori Desain Seismik	86
4.3.3.4 Pembebanan Gempa Dinamis.....	87

4.3.3.5 Kontrol Waktu Getar Alami.....	87
4.3.3.6 Kontrol Gaya Geser Dasar	89
4.3.3.7 Kontrol Drift	94
4.3.3.8 Kontrol Eksentrisitas Pusat Massa dan Pusat Kekakuan.....	99
4.4 Perencanaan Struktur Utama Prategang	104
4.4.1 Umum	104
4.4.2 Data Perencanaan	104
4.4.3 Mencari Lebar Efektif	105
4.4.4 Persyaratan Tegangan Ijin Baja dan Beton.....	105
4.4.5 Perhitungan Pembebanan	107
4.4.6 Penentuan Gaya Prategang Awal	108
4.4.6.1 Analisa Penampang Global.....	108
4. 4.6.2 Gaya Prategang Awal	110
4. 4.6.3 Penentuan Tendon yang digunakan	112
4. 4.6.4 Kehilangan Gaya Prategang.....	113
4. 4.6.5 Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan	118
4. 4.6.6 Kontrol Lendutan	122
4. 4.6.7 Kontrol Momen Nominal.....	122
4. 4.6.8 Kontrol Momen Retak	123
4. 4.6.9 Daerah Limit Kabel	124
4. 4.6.10 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak	125
4. 4.6.11 Kontrol Momen Nominal Penampang Keseluruhan	134
4. 4.6.12 Perngangkuran Ujung	136
4. 4.6.13 Partial Prestressing Ratio	137
4.4.6.14 Desain Angkur yang Digunakan.....	138
4.5 Perencanaan Struktur Utama Non Prategang	140
4.5.1 Umum	140
4.5.2 Perencanaan Balok Induk.....	140
4.5.2.1 Perencanaan Tulangan B1.....	141

4.5.3 Perencanaan Kolom.....	157
4.5.3.1 Data Umum Perencanaan	157
4.5.3.2 Kontrol Dimensi Kolom	158
4.5.3.3 Penulangan Longitudinal Kolom.....	158
4.5.3.4 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom	159
4.5.3.5 Kontrol Kapasitas Beban Aksila Kolom terhadap Beban Aksial Terfaktor.....	160
4.5.3.6 Persyaratan <i>Strong Column Weak Beam</i>	160
4.5.3.7 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana.....	162
4.5.3.8 Pengekangan Kolom.....	163
4.5.3.9 Panjang Lewatan Sambungan	166
4.5.3.10 Kontrol Kebutuhan Tulangan Torsi ...	166
4.5.4 Hubungan Balok Kolom.....	167
4.5.4.1 Umum	167
4.5.4.2 Data Perencanaan.....	168
4.5.4.3 Perhitungan Hubungan Balok Kolom..	169
4.6 Perencanaan Pondasi.....	175
4.6.1 Umum	175
4.6.2 Beban Struktur.....	175
4.6.3 Spesifikasi Tiang Pancang.....	177
4.6.4 Data Tanah.....	177
4.6.4.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	177
4.6.4.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok.....	184
4.6.5 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang.....	192
4.6.6 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral	194
4.6.7 Perencanaan Pile Cap	196
4.6.8 Perencanaan Balok Sloof.....	203
4.7 Metode Pelaksanaan.....	207
4.7.1 Umum	207

4.7.2 Pekerjaan Kolom, Balok, dan Pelat Lantai	207
4.7.3 Pekerjaan Kolom, Balok Prategang, dan Pelat	207
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN	209
5.1 Kesimpulan	209
5.2 Saran.....	212
Daftar Pustaka	213
Lampiran.....	215

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Jumlah Hari Sesudah Curing dihentikan sampai diadakan Stressing	27
Tabel 4.1	Dimensi Balok Induk.....	33
Tabel 4.2	Dimensi Balok Anak	35
Tabel 4.3	Beban yang diterima oleh Gedung	42
Tabel 4.4	Dimensi Balok Induk	46
Tabel 4.5	Dimensi Balok Anak	46
Tabel 4.6	Perhitungan Penulangan Pelat Atap	67
Tabel 4.7	Perhitungan Penulangan Pelat Lantai 1-14.....	68
Tabel 4.8	Perhitungan Penulangan Pelat Lantai 15.....	69
Tabel 4.9	Penulangan Balok Anak pada Lantai dan Atap.....	75
Tabel 4.10	Spesifikasi C300 <i>Passenger Elevator</i>	76
Tabel 4.11	Koefisien Situs, F_a	85
Tabel 4.12	Koefisien Situs, F_v	85
Tabel 4.13	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Pada Periode Pendek (S_{DS}).....	86
Tabel 4.14	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Pada Periode 1 detik (S_{D1}).....	86
Tabel 4.15	Sistem Penahan Gaya Seismik	87
Tabel 4.16	Koefisien C_u	88
Tabel 4.17	Koefisien C_t dan α	88
Tabel 4.18	Modal Period dan Frekuensi.....	88
Tabel 4.19	Pembebanan Tiap Lantai Secara Manual	90
Tabel 4.20	Reaksi Beban Bangunan.....	91
Tabel 4.21	Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y.....	92
Tabel 4.22	Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y setelah Faktor dimasukkan.....	93
Tabel 4.23	Partisipasi Massa	94
Tabel 4.24	Simpangan antatr Lantai Ijin	95
Tabel 4.25	Kinerja Struktur akibat Beban Gempa Dinamik Arah X	97
Tabel 4.26	Kinerja Struktur akibat Beban Gempa Dinamik Arah Y	98

Tabel 4.27 Koordinat Pusat Massa dan Pusat Kekakuan	99
Tabel 4.28 Koordinat Pusat Massa setelah Pergeseran	102
Tabel 4.29 Perbesaran Torsi Arah X	102
Tabel 4.30 Perbesaran Torsi Arah Y	103
Tabel 4.31 Dimensi Balok Induk.....	140
Tabel 4.32 Penulangan Lentur.....	143
Tabel 4.33 Faktor Reduksi	143
Tabel 4.34 Momen Probabilitas.....	144
Tabel 4.35 Daftar Penulangan Lentur	154
Tabel 4.36 Daftar Penulangan Geser	155
Tabel 4.37 Daftar Penulangan Torsi	156
Tabel 4.38 Gaya Aksial dan Momen	157
Tabel 4.39 Gaya aksial dan Momen Maksimum	158
Tabel 4.40 Penulangan Kolom	167
Tabel 4.41 Jenis Hubungan Balok Kolom	169
Tabel 4.42 HBK Tipe A	169
Tabel 4.43 HBK Tipe A dengan Berbagai Macam Jenis Kolom.....	170
Tabel 4.44 HBK Tipe B dengan Berbagai Macam Jenis Kolom.....	171
Tabel 4.45 HBK Tipe C dengan Berbagai Macam Jenis Kolom.....	172
Tabel 4.46 HBK Tipe D dengan Berbagai Macam Jenis Kolom.....	173
Tabel 4.47 HBK Tipe E dengan Berbagai Macam Jenis Kolom.....	174
Tabel 4.48 Beban yang Terdapat Pada Kolom	175
Tabel 4.49 Daya Dukung Tanah.....	180
Tabel 4.50 Jumlah Kebutuhan Tiang Pancang	187
Tabel 4.51 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Group ..	189
Tabel 4.52 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang	193
Tabel 4.53 Kontrol Lateral Tiang Pancang	195
Tabel 4.54 Penulangan Pile Cap.....	203

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Lokasi Pemasangan Balok Prategang pada Denah Lantai 15.....	2
Gambar 1.2	Potongan Memanjang Gedung yang Menunjukkan Balok yang akan di modifikasi	2
Gambar 2.1	Balok yang diberi Gaya Prategang	9
Gambar 2.2	Distribusi Tegangan.....	9
Gambar 2.3	Momen penahan Internal pada Balok Beton Bertulang (a) dan Balok Beton Prategang	9
Gambar 2.4	Balok Prategang Tendon parabola.....	10
Gambar 3.1	Alir Tahap Pengerjaan.....	15
Gambar 3.2	Pekerjaan Kolom	19
Gambar 3.3	Pengecoran Balok Prategang	20
Gambar 4.1	Variasi Balok Induk.....	33
Gambar 4.2	Variasi Balok Anak	35
Gambar 4.3	Balok Prategang.....	36
Gambar 4.4	Dimensi dan Letak Pelat Lantai yang direncanakan.....	38
Gambar 4.5	Kolom yang ditinjau sebagai Desain Awal	41
Gambar 4.6	Denah Tangga.....	48
Gambar 4.7	Potongan Tangga	48
Gambar 4.8	Permodelan Struktur Tangga	50
Gambar 4.9	Gaya Dalam pada Tangga.....	52
Gambar 4.10	Dimensi dan Letak Pelat yang Direncanakan	62
Gambar 4.11	Balok Anak.....	70
Gambar 4.12	Peta untuk Menentukan Harga Ss.....	83
Gambar 4.13	Peta untuk Menentukan Harga S1	84
Gambar 4.14	Simpangan Arah X	96
Gambar 4.15	Simpangan Arah Y	96
Gambar 4.16	Penentuan Simpangan antar Lantai	97
Gambar 4.17	Kehilangan Prategang akibat Kolom.....	114
Gambar 4.18	Diagram Tegangan pada Tumpuan.....	120
Gambar 4.19	Diagram Tegangan pada Tengah Bentang.....	122
Gambar 4.20	Angkur Hidup.....	138

Gambar 4.21 Detail Angkur Hidup	138
Gambar 4.22 Angkur Mati	139
Gambar 4.23 Detail Angkur Mati	139
Gambar 4.24 Penampang Balok Induk.....	141
Gambar 4.25 Grafik Interaksi antar Aksial dan Momen pada Kolom dengan $F_s = F_y$	159
Gambar 4.26 Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di HBK	161
Gambar 4.27 Grafik Interaksi antar Aksial dan Momen pada Kolom dengan $F_s = 1.25 F_y$	162
Gambar 4.28 Hubungan Balok Kolom	168
Gambar 4.29 Pembagian Segmen Tiang Pancang	178
Gambar 4.30 Pengaturan Jarak Tiang pancang Pondasi kolom.	183
Gambar 4.31 Konfigurasi Pondasi Tiang 2x2	192
Gambar 4.32 Diagram Lateral Tiang Pancang Pondasi.....	194
Gambar 4.33 Denah Poer Tipe 3	197
Gambar 4.34 Critical Section	198
Gambar 4.35 Critical Punching Surface	199
Gambar 4.36 Critical Punching Pile	201
Gambar 4.37 Bagian Kritis untuk Desain Lentur	201
Gambar 4.38 Diagram Interaksi Balok Sloof	205
Gambar 4.39 Ilustrasi Pemasangan Balok Prategang	208
Gambar 4.40 Detail Hubungan Balok Kolom	208

BAB I

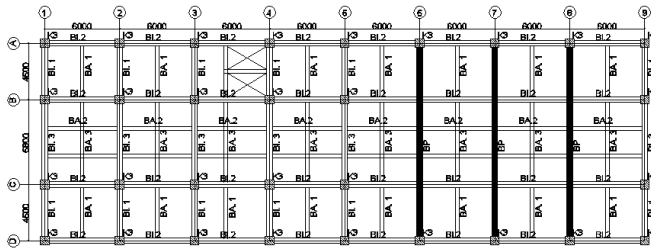
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

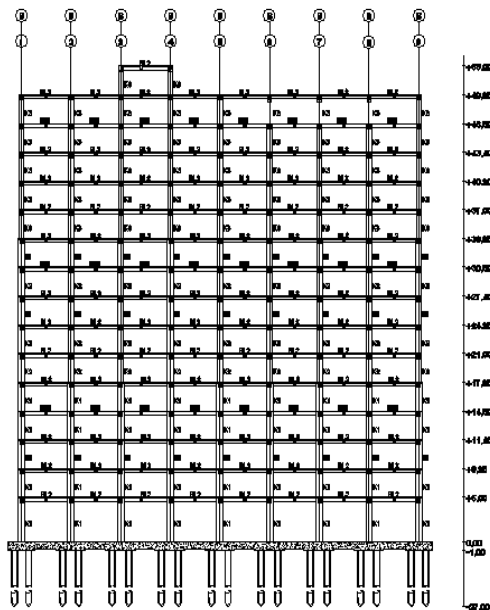
Perkembangan teknologi beton sangat berkembang pesat. Teknologi beton yang banyak digunakan di gedung-gedung bertingkat biasanya adalah beton mutu tinggi. Sehingga kebutuhan teknologi beton mutu tinggi pun meningkat, khususnya untuk bentang panjang pada gedung bertingkat. Hal ini dikarenakan pada gedung-gedung bertingkat biasanya membutuhkan ruang pertemuan yang luas tanpa kolom. Oleh karena itu, dibutuhkan desain gedung dengan bentang panjang yang efektif dan efisien untuk memaksimalkan tata guna ruang pada gedung bertingkat.

Apartemen Springwood Residence merupakan bangunan yang terletak di kawasan CBD Tangerang. Springwood residence terdiri atas 35 lantai. Struktur dasar gedung ini merupakan struktur beton bertulang. Karena pada gedung ini membutuhkan ruang serba guna yang luas tanpa ada halangan kolom, maka diperlukan modifikasi struktur pada gedung ini. Gedung ini akan dimodifikasi menjadi 15 lantai. Modifikasi struktur akan dilakukan pada lantai 15

Setelah diaplikasikannya modifikasi tersebut, jarak antar kolom pada ruangan tersebut menjadi cukup panjang, yang semula memiliki jarak 4,5 m dan 6,8 m menjadi 15,8 m. Selain itu, untuk tetap menjaga estetika bangunan, struktur balok pada lantai 15 harus memiliki dimensi yang relatif kecil dan kuat terhadap tarik. Sehingga struktur balok yang digunakan dalam modifikasi gedung ini adalah balok prategang.



Gambar 1.1 Lokasi Pemasangan Balok Prategang pada Denah Lantai 15



Gambar 1.2 Potongan Memanjang Gedung yang Menunjukkan Balok yang akan dilakukan Modifikasi

Beton prategang dipilih karena efektifitas dan kemampuannya dalam menahan beban untuk bentang panjang. Perbedaan utama antara beton berulangi dan beton prategang pada

kenyataannya adalah beton bertulang mengkombinasikan beton dan tulangan baja dengan cara menyatukan dan membiarkan keduanya bekerja bersama-sama sesuai keinginannya, sedangkan beton prategang mengkombinasikan beton berkekuatan tinggi dan baja mutu tinggi dengan cara-cara aktif (Lin 2000).

Selain mempunyai kekuatan yang tinggi, beton pratekan juga mempunyai struktur yang ramping, sehingga didapat ruang bebas yang dapat digunakan sesuai dengan kebutuhan dan fungsinya. Komponen struktur beton prategang berkisar antara 65 sampai 80 persen dari tinggi komponen struktur beton bertulang. Dengan demikian, komponen struktur prategang membutuhkan lebih sedikit beton, dan sekitar 20 sampai 35 persen banyaknya tulangan

Terdapat dua jenis metode pada beton pratekan, diantaranya metode pra tarik (Pre Tension) dan metode pasca tarik (Post Tension). Istilah pra tarik digunakan untuk menggambarkan metode pratekan dimana setelah penarikan tendon baja dilakukan kemudian beton dicor. Kebalikan dari metode pra tarik, metode pasca tarik adalah metode pratekan dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras

Dalam modifikasi struktur ini perencanaan ulang dilakukan dengan panduan perencanaan menggunakan peraturan yang terbaru yaitu SNI 03-2847-2013 tentang perhitungan beton untuk bangunan gedung, SNI 03-1726-2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung dan PPIUG 1983 tentang peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung, serta peraturan mengenai beton pratekan yang memenuhi syarat tahan gempa.

1.2 Perumusan Masalah

1.2.1 Umum

Permasalahan umum dari modifikasi perencanaan Gedung Apartemen Springwood Residence adalah kebutuhan

ruang serba guna dengan luas yang maksimal tanpa adanya kolom-kolom yang menghalangi pada lantai 15

1.2.2 Khusus

Permasalahan yang ditinjau pada perencanaan Gedung Apartemen Springwood Residence adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana menentukan preliminary desain struktur yang akan digunakan?
2. Bagaimana menganalisa struktur sekunder?
3. Bagaimana mengasumsikan dan menghitung pembebanan berdasarkan peraturan yang ada?
4. Bagaimana menganalisa struktur utama?
5. Bagaimana metode pelaksanaan dari hasil perencanaan balok prategang?
6. Bagaimana merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah dilapangan?
7. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung Apartemen Springwood Residence yang telah dimodifikasi ke dalam gambar teknik?

1.3 Tujuan

1.3.1 Umum

Tujuan umum dari modifikasi perencanaan Gedung Apartemen Springwood Residence adalah terdapat ruang serba guna dengan luas yang maksimal tanpa adanya kolom-kolom yang menghalangi pada lantai 15.

1.3.2 Khusus

Tujuan dari modifikasi gedung Apartemen Springwood Residence, yaitu :

1. Menentukan preliminary desain struktur yang akan digunakan
2. Menganalisa struktur sekunder

3. Mengasumsikan dan menghitung pembebanan berdasarkan peraturan yang ada
4. Menganalisa struktur utama
5. Membuat Metode pelaksanaan balok prategang dari hasil perencanaan
6. Merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah
7. Menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung Apartemen Springwood Residence yang telah dimodifikasi ke dalam gambar teknik

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah yang ada dalam modifikasi perencanaan gedung Apartemen Springwood Residence, yaitu :

1. Tidak meninjau dari segi analisis anggaran biaya dan manajemen konstruksi
2. Hanya meninjau metode pelaksanaan balok prategang

1.5 Manfaat

Manfaat yang bisa diperoleh dari perancangan ini, ialah:

1. Dapat mengetahui konsep pelaksanaan beton prategang pada pembangunan gedung bertingkat yang memenuhi persyaratan keamanan
2. Mengetahui hal-hal yang harus diperhatikan pada saat perencanaan sehingga kegagalan struktur dapat dihindari
3. Dapat memberikan referensi dalam perencanaan dan pelaksanaan beton prategang

“Halaman ini Sengaja Dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Dalam tinjauan pustaka ini akan dibahas beberapa jurnal ilmiah dan dasar teori yang berkaitan dengan perencanaan gedung Apartemen Springwood Residence. Pada perencanaan modifikasi struktur ini diperlukan tinjauan khusus pada perencanaan beton prategang

2.2 Beton Prategang

Gaya prategang didefinisikan sebagai istilah umum yaitu gaya yang diperlukan untuk membangkitkan tegangan permanen terhadap struktur, sebelum beban hidup dan mati bekerja penuh, dengan tujuan untuk mengimbangi seluruh atau sebagian dari beban tersebut (T.Y Lin, 2000).

2.2.1 Jenis Beton Prategang

Menurut Edward G. Nawy (2001), Beton prategang diklasifikasikan menjadi dua jenis, yaitu:

1. Pre-tensioned Prestressed Concrete (pratarik)

Balok pratarik adalah balok prategang dimana tendon prategang yang ditarik sebelum dicor. Pemberian pratarik biasanya dilakukan di lokasi pembuatan beton pracetak, dimana landasan (*bed*) pracetak berupa slab beton bertulang yang panjang dicor di atas tanah dengan *bulkheads* angker vertikal atau dinding di ujung-ujungnya.

2. Post-Tensioned Prestressed Concrete (pasca tarik)

Balok pasca tarik adalah balok yang tendon prategangnya ditarik sesudah balok dicor dan mencapai sebagian besar dari kuat betonnya.

2.2.2 Keuntungan Prategang

Komponen struktur prategang mempunyai tinggi lebih kecil dibandingkan beton bertulang untuk kondisi bentang dan beban yang sama. Tinggi komponen struktur beton prategang berkisar antara 65 sampai 80 persen dari tinggi komponen beton bertulang. Dengan demikian, komponen struktur beton prategang membutuhkan lebih sedikit beton, dan sekitar 20 sampai 35 persen banyaknya tulangan (Edward G. Nawy, 2001).

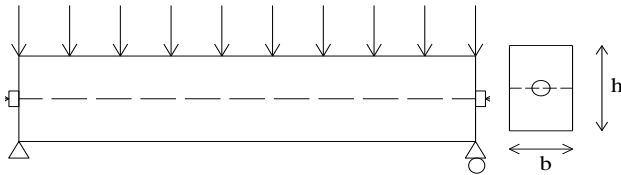
2.2.3 Prinsip Dasar Beton Prategang

Konsep Beton prategang merupakan beton yang diberikan tegangan tekan internal sehingga dapat menghilangkan tegangan tarik yang terjadi akibat beban eksternal.

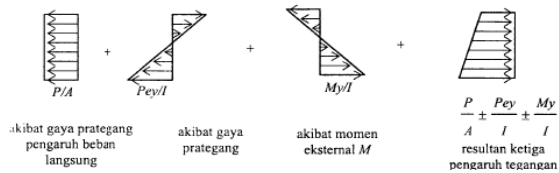
Menurut T.Y. Lin dan Burns (2000), ada tiga konsep yang berbeda yang dapat dipakai untuk menjelaskan dan menganalisis sifat-sifat dasar dari beton prategang:

1. Sistem prategang untuk mengubah beton menjadi bahan dasar yang elastic

Konsep ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastic dan merupakan pendapat yang umum dari para insinyur. Menurut Eugene Freyssinet yang memvisualisasikan beton prategang pada dasarnya adalah beton yang ditransformasikan dari bahan yang getas menjadi bahan yang elastic dengan memberikan tekanan terlebih dahulu pada bahan tersebut. Benda yang mengalami system pembebanan yaitu gaya internal prategang dan beban eksternal, dengan tegangan tarik akibat gaya eksternal yang dilawan oleh tegangan tekan akibat gaya prategang, distribusi tegangan dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



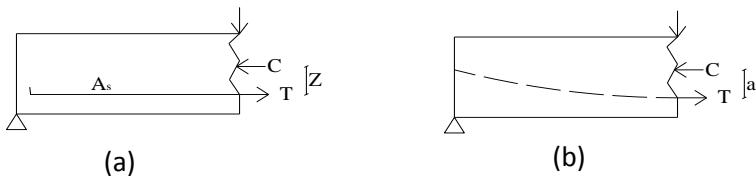
Gambar 2.1 Balok yang diberi gaya prategang



Gambar 2.2 Distribusi tegangan

2. Sistem prategang adalah kombinasi baja mutu tinggi dengan beton

Konsep ini mempertimbangkan beton prategang sebagai kombinasi dari baja dan beton seperti pada beton prategang bertulang dimana baja menahan tarikan dan beton menahan desakan, dengan demikian kedua bahan membentuk tahanan untuk menahan momen eksternal.



Gambar 2.3 Momen penahan internal pada balok beton bertulang (a) dan balok beton prategang (b)

3. Sistem prategang mencapai perimbangan beton
 Konsep ini menggunakan prategang sebagai usaha untuk membuat seimbang gaya-gaya pada sebuah batang. Pada

keseluruhan desain ini struktur beton prategang, pengaruh dari prategang dipandang sebagai keseimbangan berat sendiri sehingga batang yang mengalami lenturan seperti pelat, balok, dan gelagar tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi. Beban terdistribusi secara merata ke arah atas dinyatakan dalam:

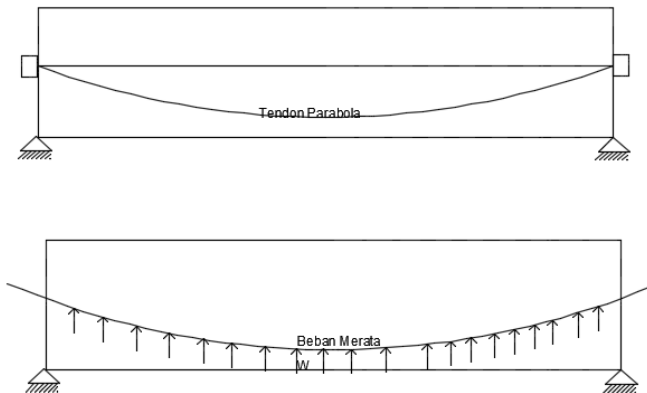
F = gaya prategang

L = panjang bentang

H = tinggi bentang

Beban terdistribusi secara merata ke arah atas dinyatakan dalam:

$$W_B = \frac{8 Fh}{L^2} \quad (2-1)$$



Gambar 2.4 Balok Prategang Tendon Parabola

2.2.4 Material Prategang

a. Beton

Beton yang digunakan pada prategang pada umumnya merupakan beton mutu tinggi, hal ini dilakukan untuk menahan tegangan tekan pada pengangkutan beton agar tidak terjadi keretakan. Tegangan ijin pada beton yang mengalami prategang

dibagi menjadi 2 kategori, yaitu tegangan ijin pada saat transfer dan tegangan ijin pada saat service (T.Y Lin, 2000).

Tegangan ijin pada saat transfer:

- $0.60f'_{ci}$ Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan
- $0.5\sqrt{f'_{ci}}$ Tegangan tarik pada balok sederhana diatas 2 tumpuan
- $0.25\sqrt{f'_{ci}}$ Tegangan tarik pada balok pada lokasi lainnya

Tegangan ijin pada saat service:

$0.45f'_c$ Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan

$0.5\sqrt{f'_c}$ Tegangan tarik pada balok

Dimana : $f'_{ci} = 0.95 f'_c$

b. Baja

Baja prategang yang digunakan terbagi menjadi 3 tipe, kawat tunggal (wire), untaian kawat (strand), dan kawat batangan (bar). Setiap jenis kawat biasanya digunakan untuk metode yang berbeda, kawat tunggal biasa digunakan dalam beton prategang pra-tarik, untuk untaian kawat biasa digunakan untuk beton prategang pasca-tarik, dan kawat batangan biasa digunakan untuk beton prategang pra-tarik. Baja yang digunakan memiliki batasan tegangan ijin sebesar $0.94 f_{py}$ Akibat gaya penarikan (*jacking*) dan $0.7 f_{pu}$ sesaat setelah transfer gaya (T.Y Lin, 2000).

2.2.5 Balok Prategang Parsial

Penggunaan balok beton prategang akan lebih efektif dan efisien jika digunakan dengan bentang yang panjang karena akan menghemat penggunaan volume beton dan juga dimensi balok yang direncanakan akan menjadi lebih kecil dan langsing dibandingkan dengan balok beton bertulang konvensional. Namun, Struktur beton prategang kurang baik dalam memikul beban gempa dibanding struktur beton biasa karena tingkat daktilitasnya yang rendah. Agar kinerjanya lebih baik dalam memikul beban gempa,

maka dipasang tulangan biasa atau direncanakan sebagai beton prategang parsial.

Balok beton prategang parsial adalah balok beton dengan kombinasi strand prategang dan tulangan biasa. Sifat lentur balok beton prategang parsial sangat tergantung pada besarnya Partial Prestressing Ratio (PPR). PPR adalah rasio momen batas akibat strand prategang terhadap momen batas total penampang. Apabila PPR terlalu kecil maka balok beton berperilaku seperti balok beton bertulang, yaitu kekuatan rendah tetapi bersifat daktil, sehingga menyebabkan retak permanen dan memungkinkan strand prategang berkarat. Sebaliknya, jika PPR terlalu besar maka balok beton berperilaku seperti balok beton prategang penuh, yaitu kekuatan tinggi tetapi bersifat getas (Edward G. Nawy, 2001).

Perencanaan tugas akhir ini menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen, yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), sehingga dalam perencanaannya harus memenuhi persyaratan seperti yang tercantum dalam SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5

2.2.6 Tahap Pembebanan

Beton prategang memiliki dua tahapan pembebanan. Pada setiap tahapan pembebanan harus selalu dilakukan pengecekan kondisi beton pada bagian yang tertekan maupun tertarik untuk setiap penampang. Tahapan pembebanan pada beton prategang adalah:

a. Tahap transfer

Tahap transfer adalah tahap dimana gaya prategang dipindahkan pada beton dan tidak ada beban luar yang bekerja selain berat sendiri. Pada tahap ini, gaya prategang maksimum sebab belum ada kehilangan prategang dan kekuatan beton minimum sebab umur beton masih muda, konsekuensinya tegangan pada beton menjadi kritis.

b. Tahap service

Tahap ini adalah pembebanan yang paling berat untuk kondisi masa pelayanan dengan asumsi bahwa semua kehilangan prategang telah terjadi sehingga gaya prategang telah mencapai nilai terkecil dan kombinasi beban luar mencapai nilai terbesar, yaitu meliputi berat sendiri, beban mati, beban hidup, beban kejut dan sejenisnya.

2.2.7 Kehilangan Prategang

Menurut Edward G. Nawy (2001), kehilangan gaya prategang adalah berkurangnya gaya yang bekerja pada tendon pada tahap-tahap pembebanan. Kehilangan gaya prategang dibagi menjadi 2 kategori, yaitu:

- a. Kehilangan elastis segera yang terjadi pada saat proses fabrikasi atau konstruksi, termasuk perpendekan beton secara elastis, kehilangan karena pengangkeran dan kehilangan karena gesekan.
- b. Kehilangan yang bergantung pada waktu, seperti rangkai, susut dan kehilangan yang diakibatkan karena efek temperatur dan relaksasi baja yang seluruhnya dapat ditentukan pada kondisi limit tegangan akibat beban kerja di dalam elemen beton prategang.

2.3 Beton Prategang Pada Bangunan Tinggi

Pada bangunan tinggi, efek gaya lateral yang bekerja dapat menyebabkan deformasi lateral yang berlebihan. Penggunaan prategang dalam struktur gedung dapat membantu mengurangi daktilitas struktur gedung. Penggunaan prategang pada balok prategang juga dapat mengurangi jumlah sendi plastis yang terbentuk pada saat keruntuhan. Apabila gaya prategang relatif kecil, dimana nilai gaya prategang cukup mengimbangi beban mati dan 0.4 beban hidup (Edward G. Nawy, 2001).

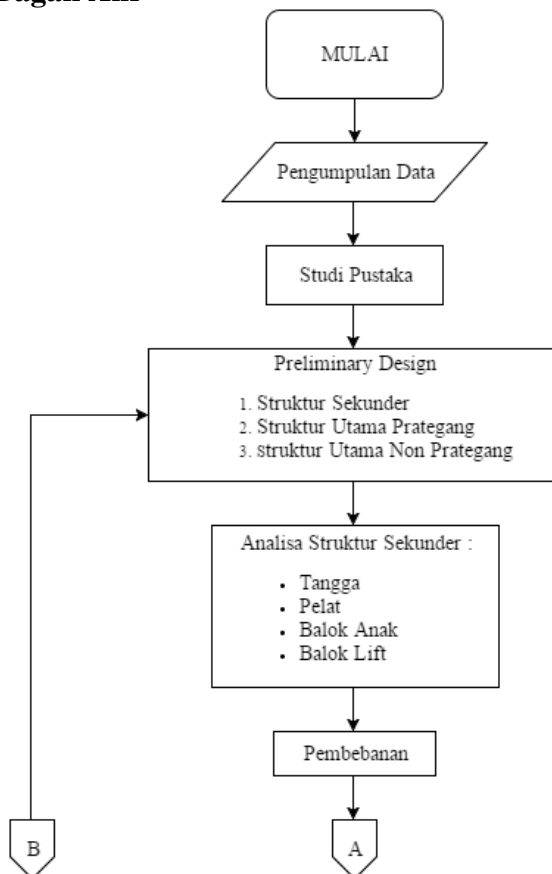
“Halaman ini Sengaja Dikosongkan”

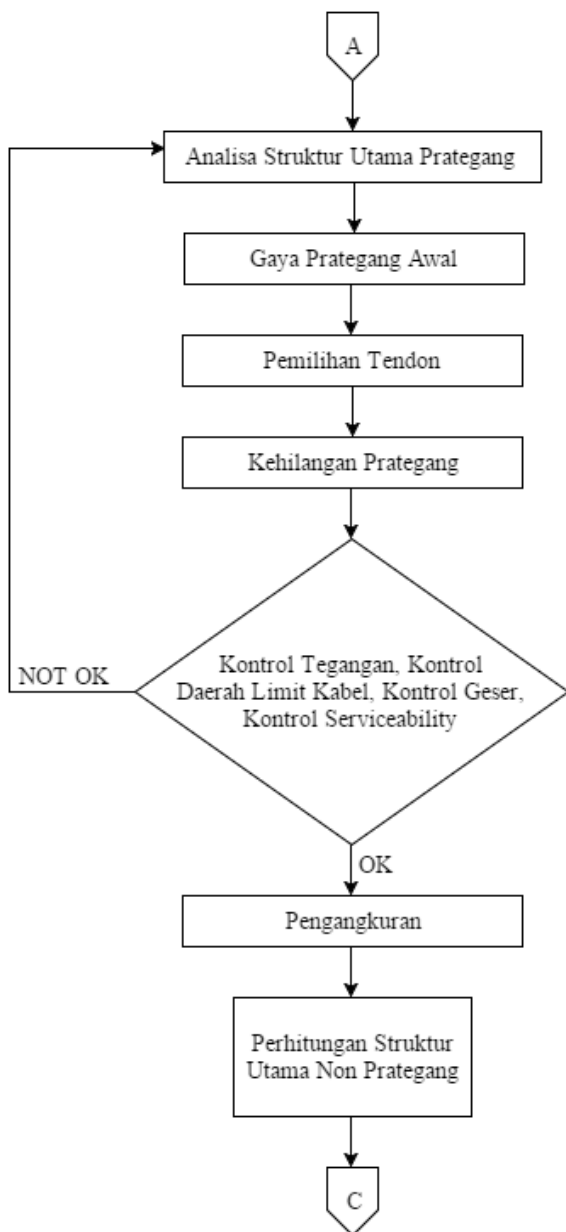
BAB III METODOLOGI

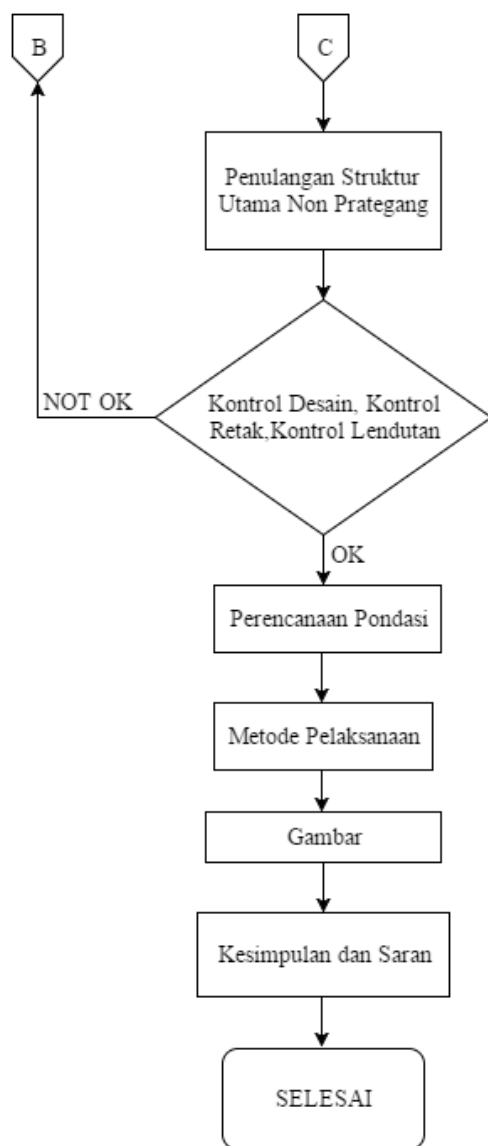
3.1 Umum

Pada bab metodologi ini akan membahas mengenai langkah-langkah pelaksanaan pada perencanaan modifikasi struktur gedung Apartemen Springwood Residence. Urutan pelaksanaan dimulai dari pengumpulan referensi dan pedoman pelaksanaan hingga hasil akhir dari analisa struktur.

3.2 Bagan Alir







Gambar 3.1 Alur Tahap Pengerjaan

3.3 Pengumpulan Data

Data bangunan yang akan digunakan dalam perencanaan modifikasi ini adalah:

Tipe bangunan	: Gedung Apartemen
Lokasi	: Surabaya
Ketinggian Lantai	: 5 m dan 3,2 m
Luas Bangunan	: 758,4 m ²
Tinggi Total Banagunan:	53 m
Mutu Beton (f'_c)	: 40 Mpa
Mutu Baja (f_y)	: 400 Mpa
Data Tanah	: (Terlampir)

3.4 Pedoman Perencanaan

Perencanaan modifikasi struktur Gedung Apartemen Springwood Residence menggunakan beberapa buku dan peraturan perencanaan yang terbaru, yaitu:

1. SNI 2847:2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung
2. SNI 1726:2012 Struktur Gedung Tahan Gempa
3. Pedoman perancangan Pembebanan Indonesia untuk Rumah dan Gedung 1983
4. PBI 1971
5. Beton Prategang (T.Y.Lin,2000)
6. Beton Prategang (Edward G. Nawy,2001)

3.5 Preliminary Design

Preliminary design dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal struktur sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2013. Preliminary desain juga berdasarkan metode pelaksanaan balok prategang.

3.5.1 Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder dipisah dari struktur utama karena struktur sekunder hanya meneruskan beban yang ada ke struktur utama. Perencanaan struktur sekunder antara lain meliputi:

- a. Preliminary Desain Pelat
Perhitungan dimensi pelat berdasarkan SNI 2847:2013 Ps 9.5.3.3
- b. Perencanaan Balok Anak dan Balok Lift
Penentuan tinggi balok minimum (h_{\min}) dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 Ps. 9.5.2.1 dan tabel 9.5 (a)

3.5.2 Struktur Utama Prategang

Struktur prategang pada gedung ini berupa balok. Perhitungan struktur utama balok prategang mengacu pada peraturan SNI 2847:2013 Ps 18.

- a. Metode Pelaksanaan

Balok prategang direncanakan dipasang secara monolit dan post-tension. Sehingga pengecoran balok prategang dilakukan langsung ditempat. Urutan pelaksanaan adalah sebagai berikut:

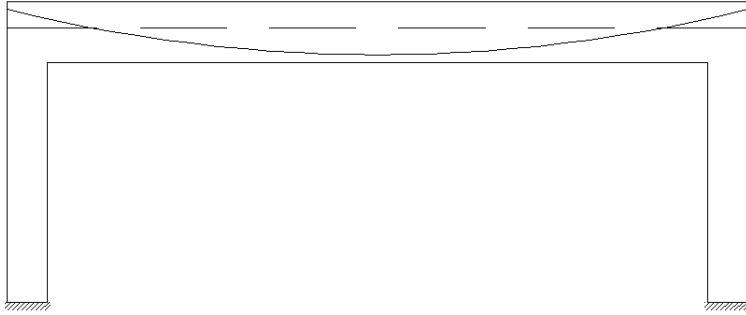
1. Kolom merupakan struktur vertikal yang merupakan struktur utama dari sebuah gedung. Sebelum pekerjaan balok prategang dan balok induk dilakukan, kolom harus terlebih dahulu dikerjakan.



Gambar 3.2 Pekerjaan Kolom

2. Pekerjaan balok prategang dilakukan setelah pekerjaan kolom. Pekerjaan balok prategang dilakukan dengan metode cor ditempat. Setelah balok prategang dicor, kemudian pengangkuran tendon dilakukan setelah balok tersebut

mengeras (post-tension). Tendon ditarik sebesar F sesuai dengan hasil perencanaan. Sehingga terlihat seperti gambar 3.3.



Gambar 3.3 Pengecoran Balok Prategang

3. Pekerjaan balok yang berada disekitar balok prategang, setelah balok prategang selesai dilakukan pengukuran.

3.5.3 Struktur Utama Non Prategang

Perencanaan struktur utama non prategang meliputi perencanaan kolom dan balok. Perhitungan struktur utama non-prategang mengacu pada peraturan SNI 2847:2013.

1. Kolom

Perencanaan kolom menggunakan peraturan SNI 2847:2013 pasal 7.8 dan 8.10. Untuk komponen struktur dengan tulangan spiral maupun sengkang ikat, maka $\phi = 0,7$, tapi ϕ tersebut hanya memperhitungkan akibat gaya aksial saja. Jadi, agar kolom juga mampu memikul gaya momen diambil $\phi = 0,65$.

$$A = \frac{W}{\phi \times f'c} \quad (3-1)$$

Dimana:

- W = Beban aksial yang diterimakolom
 $f'c$ = Kuat tekan beton karakteristik
 A = Luas penampang kolom

2. Balok

Perencanaan dimensi balok diawali dengan penentuan tinggi minimum balok berdasarkan SNI 2847:2013 Ps 9.5.2 tabel 9.5(a), perhitungan pembebanan pada balok dan penulangan. Untuk koefisien momen menggunakan PBI 1971 tabel 13.2.

3.6 Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder dianggap sebagai penyalur beban yang ada menuju struktur utama. Perencanaan struktur sekunder meliputi:

3.6.1 Perencanaan Tangga

Perencanaan tangga mengikuti rumus sebagai berikut:

$$60 \leq (2t + i) \leq 65 \quad (3-2)$$

$$25 \leq \alpha \leq 40^\circ \quad (3-3)$$

Dimana :

t = tinggi tanjakan

i = lebar injakan

α = kemiringan tangga

3.6.2 Perencanaan pelat

Perencanaan pelat meliputi:

- Perhitungan keperluan tulangan lentur sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 10.5
- Kuat geser horizontal menurut SNI 2847:2013 pasal 17.5
- Tulangan geser horizontal menurut SNI 2847:2013 pasal 11.6.4

3.6.3 Perencanaan Balok Anak

Perencanaan balok anak menggunakan ketentuan momen yang bekerja pada balok sesuai dengan PBI 1971 halaman 199 tabel 13.2

3.6.4 Perencanaan Balok Lift

Balok lift didisain berdasarkan beban yang diperkirakan akan dipikul oleh balok lift tersebut, berdasarkan penentuan kapasitas yang akan direncanakan.

3.7 Pembebanan

Pembebanan pada perencanaan ini menggunakan peraturan yang sesuai dengan PPIUG 1983, SNI 1726:2012 untuk gempa dan kombinasi pembebanan menggunakan SNI 2847:2013, antara lain:

1. Beban Mati

Beban mati terdiri dari berat struktur sendiri, dinding, pelat, serta berat finishing arsitektur (PPIUG 1983 Tabel 2.1).

2. Beban Hidup

Beban hidup untuk perkantoran mengikuti peraturan SNI 1727:2013 tabel 4-1

3. Beban Gempa

Beban gempa yang digunakan sesuai dengan SNI 1726:2012, dimana wilayah gempa terbagi sesuai percepatan respon spektrumnya. Beban geser dasar nominal statik ekuivalen V yang terjadi dari tingkat dasar dihitung sesuai SNI 1726:2012 Ps.7.8. V ini harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung ke masing-masing lantai (F) sesuai SNI 1726:2012 Ps.7.8.3.

Menurut SNI 2847:2013, beban gempa yang dialami oleh struktur sebagian dipikul oleh komponen baja prategang yang hanya diperbolehkan maksimal 25% dari beban gempa yang terjadi.

4. Kombinasi

Beban-beban yang dibebankan kepada struktur tersebut dibebankan kepada komponen struktur menggunakan kombinasi beban berdasarkan SNI 2847:2013 sehingga struktur memenuhi

syarat keamanan. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.2, kombinasi beban yang digunakan sebagai berikut:

$$U = 1,4D \quad (3-4)$$

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R) \quad (3-5)$$

$$U = 1,2D + 1,6(L_r \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W) \quad (3-6)$$

$$U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(L_r \text{ atau } R) \quad (3-7)$$

$$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L \quad (3-8)$$

$$U = 0,9D + 1,0W \quad (3-9)$$

$$U = 0,9D + 1,0E \quad (3-10)$$

3.8 Analisa model Struktur

Analisa struktur utama menggunakan software SAP 2000 untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada rangka utama. menggunakan pembebanan gempa dinamik. Sehingga menggunakan analisa respons dinamik dan memenuhi ketentuan SNI 1726:2012.

3.9 Analisa Struktur Utama Non Prategang

Setelah memperoleh analisa gaya dalam menggunakan SAP 2000 dilakukan kontrol desain. Selain itu juga dilakukan penulangan struktur utama sesuai dengan aturan yang ada di SNI 2847:2013.

Kontrol desain dilakukan untuk analisa struktur bangunan, dimana harus memenuhi syarat keamanan dan sesuai dengan batas-batas yang terdapat pada peraturan. Kontrol desain yang dilakukan berupa pengecekan terhadap kontrol geser, kontrol lentur, momen nominal, beban layan (serviceability) dan beban ultimate. Bila desain memenuhi syarat, maka dilanjutkan ke output gambar. Sebaliknya, jika tidak memenuhi syarat maka harus mendesain ulang.

3.10 Analisa Struktur Utama Prategang

Dalam perencanaan beton prategang pada perencanaan ini, langkah-langkah perencanaan yang digunakan ialah sebagai berikut:

3.10.1 Gaya Prategang

Penentuan gaya prategang awal berpengaruh pada momen total, yang kemudian gaya tersebut akan disalurkan ke penampang. Direncanakan sesuai pemilihan penampang.

3.10.2 Tegangan Ijin Baja dan Beton

Tegangan beton tidak boleh melampau nilai-nilai dalam SNI 2847:2013 ps. 18.4 dan tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai dalam SNI 2847:2013 pasal. 18.

1. Tegangan izin beton (SNI 2847:2013 ps. 18.4.1)
 - a. Pada saat penyaluran prategang
sebelum kehilangan prategang tergantung waktu
(SNI 2847:2013 ps. 18.4.1)
 - $0.60f'_{ci}$ Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan
 - $0.5\sqrt{f'_{ci}}$ Tegangan tarik pada balok sederhana diatas 2 tumpuan
 - $0.25\sqrt{f'_{ci}}$ Tegangan tarik pada balok pada lokasi lainnya
 - b. Pada saat beban kerja
Berdasarkan SNI 2847:2013 ps. 18.4.2
 - $0.45f'_c$ Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan dan beban tetap
 - $0.60 f'_c$ Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan dan beban total

Dimana:

f'_{ci} = Kuat tekan beton pada hari ke-i

f'_c = Kuat tekan beton

2. Tegangan izin baja
Berdasarkan SNI 2847:2013 ps. 18.5.1
 - a. $0.94 f_{py}$ Akibat gaya penarikan (jacking) tetapi tidak lebih besar dari yang lebih kecil dari $0,80f_{pu}$ dan nilai

maksimum yang direkomendasikan oleh pembuat baja prategang.

- b. Tendon pasca Tarik, pada perangkat angkur dan kopler (couplers), sesaat setelah transfer gaya (0,70 fpu) Dimana:

f_{py} = Kuat tarik baja

f_{pu} = Kuat tarik tendon

3.10.3 Pemilihan Tendon Baja Prategang

Pemilihan tendon baja prategang sangat dipengaruhi oleh gaya prategang yang ada. Ketentuan mengenai Tendon menngacu pada SNI 2847:2013 pasal 7.6.7.

3.10.4 Daerah Limit Kabel

Daerah limit kabel sangat mempengaruhi dalam peletakan tendon prategang yang akan digunakan. Perhitungan limit kabel menggunakan perumusan umum:

$$a(atas) = \frac{M_{max}}{F_e} \quad (3-11)$$

$$a(bawah) = \frac{M_{min}}{F_o} \quad (3-12)$$

dimana:

F_e merupakan gaya saat beban bekerja

F_o merupakan gaya saat jacking

3.10.5 Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon pada saat tertentu dibandingkan pada saat *stressing*. Kehilangan prategang dapat dikelompokkan dalam dua kategori, yaitu:

1. Kehilangan segera (kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada komponen balok prategang, yang terdiri dari:

- a. Kehilangan akibat pengangkuran

$$x = \sqrt{\frac{Ep \cdot g}{\sigma \left(\mu \frac{\alpha}{l} + K \right)}} \quad (3-13)$$

Dimana:

$Ep =$	Modulus elastisitas baja	$g =$	Koefisien
$K =$	Koefisien Wobble	$\mu =$	koefisien friksi
$\alpha =$	Sudut Kelengkungan kabel	$l =$	Panjang kabel

b. Kehilangan akibat perpendekan elastis

$$Es = n \cdot f_{cir} \quad (3-14)$$

Dimana:

$n =$	Ep/Ec
$f_{cir} =$	Tegangan beton didaerah cgs

c. Kehilangan akibat gesekan

$$Ps = Px \cdot e^{(\mu\alpha + K\lambda x)} \quad (3-15)$$

Bila $(\mu\alpha + K\lambda x)$ tidak lebih besar dari 0,3 maka pengaruh kehilangan akibat friksi dengan rumus berikut:

$$Ps = Px(1 + \mu\alpha + K\lambda x) \quad (3-16)$$

Dimana:

$K =$	Koefisien Wobble	$\lambda x =$	Panjang kabel
$\mu =$	Koefisien friksi	$\alpha =$	Sudut kelengkungan kabel

2. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya prategang). Adapun macam kehilangan tidak langsung adalah:

a. Kehilangan akibat rangkak

Kehilangan akibat rangkak terbagi menjadi dua, yaitu bonded tendon dan unbounded tendon. Dalam perencanaan ini digunakan bonded tendon. Dengan rumus umum yang dipakai adalah:

$$CR = K_{Cr} * (E_s/E_c) [f_{cir} - f_{cds}] \quad \text{bonded tendon} \quad (3-17)$$

Dimana:

K_{Cr} = 1,69 untuk pasca Tarik

f_{cds} = tegangan beton didaerah cgs akibat beban tetap

f_{cir} = tegangan beton didaerah cgs oeh F_o

b. Kehilangan akibat susut

Kehilangan akibat susut terjadi karena terjadi kehilangan air.

$$SH = (8,2/10^n) K_{SH} * E_s [1 - 0,06(v/s)] [100 - RH] \quad (3-18)$$

Dimana:

0,06 untuk satuan inci

(v/s) = rasio volum dibagi luas permukaan

RH = kelembaban relatif

K_{SH} = sesuai tabel berikut

Tabel 3.1 Jumlah Hari Sesudah Curing dihentikan sampai diadakan stressing

Hari	1	3	5	7	10	20	30	60
KSH	0,92	0,83	0,80	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

c. Kehilangan akibat relaksasi baja

Kehilangan akibat relaksasi diakibatkan oleh baja karena sifat elastisitas baja itu sendiri

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)] * C \quad (3-19)$$

Dimana:

K_{re} dan J tergantung jenis baja

3.10.6 Kontrol Kuat Batas Beton Prategang

Kuat batas balok prategang yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai berikut (SNI 2847:2013 ps 18.13)

$$1.2M_{cr} \leq \phi M_U \leq M_n \quad (3-20)$$

Dimana :

M_{cr} = momen retak yang terjadi pada balok prategang

M_u = momen ultimate balok prategang

M_n = Kapasitas penampang

3.10.7 Kontrol Lentur

Kuat lentur komponen struktur prategang dapat dihitung menggunakan asumsi yang layaknya pada komponen struktur non prategang. Tendon prategang tidak mempunyai titik leleh yang pasti seperti halnya tulangan lunak. Ketika penampang prategang mencapai kuat lenturnya (didefinisikan dengan regangan beton tekan maksimum sebesar 0,003), tegangan di baja prategang pada kekuatan nominal f_{ps} akan sangat bervariasi, tergantung pada jumlah prategangnya.

Nilai f_{ps} dapat diperoleh dengan kondisi kesetimbangan, hubungan tegangan regangan, dan kompatibilitas regangan. Untuk prategang dengan lekatan kompatibilitas regangan dapat ditinjau pada suatu penampang tunggal.

Berdasarkan SNI 2847:2013 Ps.18.7.2 untuk komponen struktur dengan tendon lekatan, adalah sebagai berikut:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f'c} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega') \right) \right) \quad (3-21)$$

$$\omega = \rho \frac{fy}{f'c} \quad (3-22)$$

$$\rho_p = \frac{A_{pu}}{b.dp} \quad (3-23)$$

Jika tulangan tekan diperhitungkan saat menghitung fps dengan persamaan diatas, maka suku:

$\{ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'c} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega') \}$ harus diambil tidak kurang dari 0,17 dan d' tidak lebih dari 0,15 dp.

Dimana:

f_{ps} = tegangan pada tulangan prategang disaat penampang mencapai kuat nominalnya, MPa

f_{pu} = kuat tarik tendon prategang yang disyaratkan MPa

γ_p = faktor yang memperhitungkan tipe tendon prategang
 0,55 untuk tulangan ulir ($f_{py}/f_{pu} \geq 0,80$)
 0,40 untuk kawat dan strand bebas regangan (stress-relieved) ($f_{py}/f_{pu} \geq 0,85$)
 0,28 untuk kawat dan strand relaksasi rendah ($f_{py}/f_{pu} \geq 0,90$)

d = jarak serat tekan terluar ke titik berat tulangan tekan, mm

dp = jarak serat tekan terluar ke titik berat tulangan prategang, mm

ρ_p = rasio tulangan prategang

3.10.8 Kontrol Geser

Kontrol geser serta perhitungan tulangan geser didasari pada SNI 2847:2013 pasal 11.3.1 yang mana dapat digunakan dua perumusan, dimana perumusan yang digunakan ialah secara umum dan rinci. Perhitungan geser dilakukan agar struktur mampu memikul gaya geser yang diterima.

3.10.9 Kontrol Lendutan

Kontrol lendutan struktur harus dihitung agar tidak melebihi batas-batas yang telah ditetapkan. Lendutan dihitung menurut pembebanan, dimana berat sendiri dan beban eksternal mempengaruhi. (SNI 2847:2013 Ps.9.5). lendutan yang terjadi harus lebih kecil daripada lendutan ijin.

3.10.10 Pengankuran

Pada balok prategang pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengankuran global di isyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.2.2. Bila diperlukan, pada daerah pengankuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencair, belah dan pecah yang timbul akibat pengankuran tendon sesuai pasal 18.13.1.

3.11 Perencanaan Pondasi

Perencanaan pondasi berdasarkan beban struktur atas secara keseluruhan. Langkah-langkah yang dikerjakan dalam perencanaan struktur tersebut adalah:

1. Menghitung beban total dari struktur atas
2. Mencari daya dukung tanah
3. Menentukan jenis pondasi yang akan digunakan (dalam Tugas Akhir ini digunakan pondasi grup tiang pancang)
4. Menentukan efisiensi dari pondasi grup tiang pancang serta jumlah tiang pondasi.
5. Merencanakan pile cap.

3.13 Output Gambar

Hasil analisa baik dari struktur sekunder, struktur utama non prategang, struktur utama prategang, dan pondasi dituangkan dalam gambar teknik yang mampu menjelaskan secara nyata hasil perhitungan dengan menggunakan software bantu sipil AutoCAD sesuai standar yang ada.

BAB IV PEMBAHASAN

4.1 Preliminary Desain

4.1.1 Umum

Preliminary desain adalah proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung. Perencanaan awal ini berdasarkan peraturan-peraturan yang ada. Proses perencanaan awal ini dilakukan untuk komponen struktur yaitu, balok induk, balok anak, balok prategang, pelat dan kolom. Sebelum perencanaan awal dilakukan, penentuan data-data perencanaan dan pembebanan yang akan diterima struktur dilakukan terlebih dahulu.

4.1.2 Data Perencanaan

Gedung Apartemen Spring wood menggunakan metode beton bertulang secara keseluruhan. Berikut data-data perencanaan struktur gedung:

- Tipe bangunan : Gedung Apartemen dan Multifunctionhall
- Lokasi : Surabaya
- Ketinggian Total : 53 m
- Ketinggian perlantai : 5 m dan 3,2 m
- Mutu Baja (f_y) : 400 MPa
- Mutu Beton (f'_c) : 40 MPa

4.1.3 Pembebanan

Pembebanan terdiri dari beban gravitasi, dan beban gempa.

1. Beban Gravitasi

- Beban Mati (PPIUG 1983)
 - Berat sendiri beton bertulang : 2400 Kg/m³
 - Adukan finishing : 21 Kg/m³

- Tegel : 24 Kg/m³
 - Dinding setengah bata merah : 250 Kg/m³
 - Plafond : 11 Kg/m³
 - Penggantung : 7 Kg/m³
 - Plumbing dan Ducting : 25 Kg/m³
- Beban Hidup (SNI 1727:2013)
 - Lantai atap : 100 Kg/m²
 - Hujan : 20 Kg/m²
 - Apartemen : 250 Kg/m²
 - Ruang Serba guna : 400 Kg/m²
 - Tangga : 300 Kg/m

2. Beban Gempa

Perencanaan dan Perhitungan beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

4.1.4 Perencanaan Balok

Perencanaan tinggi minimum (h_{min}) dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.2.1 (table 9.5(a)).

4.1.4.1 Perencanaan Balok Induk

Perencanaan balok induk dianggap tertumpu sederhana dan komponen balok rusuk satu arah, sehingga dimensi balok adalah sebagai berikut:

$$h_{min} = \frac{1}{12} L$$

$$b = \frac{2}{3} h$$

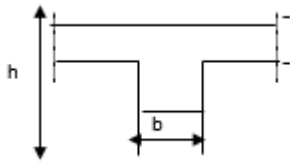
Dimana:

L = panjang balok (cm)

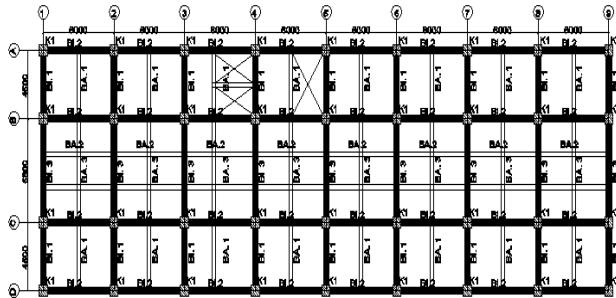
h = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.



Gedung yang direncanakan memiliki panjang balok induk yang bervariasi. Sehingga panjang bentang untuk menentukan dimensi balok induk berdasarkan gambar 4.1



Gambar 4.1 Variasi Balok Induk

Sehingga didapat dimensi balok induk berdasarkan perhitungan terdapat pada tabel 4.1.

Tabel 4.1 Dimensi Balok Induk

Balok Induk						
Nama balok	Bentang	h min	h	b	h	b
	m	m	m	m	cm	cm
BI 1	4,5	0,364	0,400	0,267	50	40
BI 2	6	0,486	0,500	0,333	60	40
BI 3	6,8	0,550	0,600	0,400	60	40

4.1.4.2 Perencanaan Balok Anak

Perencanaan balok anak dianggap tertumpu sederhana dan komponen balok rusuk satu arah, sehingga dimensi balok adalah sebagai berikut:

$$h_{min} = \frac{1}{16}L$$

$$b = \frac{2}{3}h$$

Dimana:

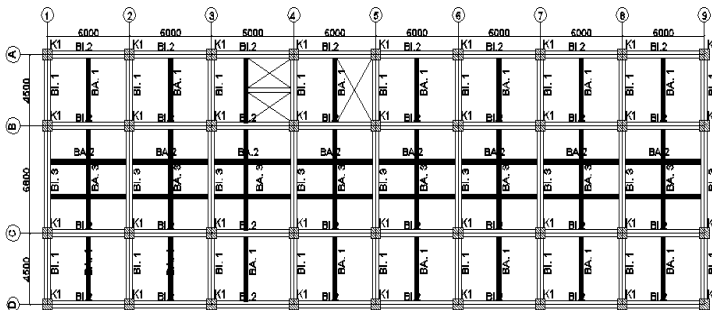
L = panjang balok (cm)

h = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.

Gedung yang direncanakan memiliki panjang balok anak yang bervariasi. Sehingga panjang untuk menentukan dimensi balok anak dapat berdasarkan pada gambar 4.2



Gambar 4.2 Variasi Balok Anak

Sehingga didapat dimensi balok anak berdasarkan perhitungan terdapat pada tabel 4.2.

Tsbel 4.2 Dimensi Balok Anak

Balok Anak						
Nama balok	Bentang	h min	h	b	h	b
	m	m	m	m	cm	cm
BA1	4,5	0,273	0,300	0,200	40	30
BA2	6	0,364	0,400	0,267	45	30
BA3	6,8	0,413	0,450	0,300	45	30

m**4.1.4.3 Perencanaan Balok Prategang**

Perencanaan dimensi balok prategang adalah sebagai berikut:

$$h_{min} = \frac{1}{20} L$$

$$b = \frac{2}{3} h$$

Dimana:

L = panjang balok (cm)

h = tinggi balok (cm)

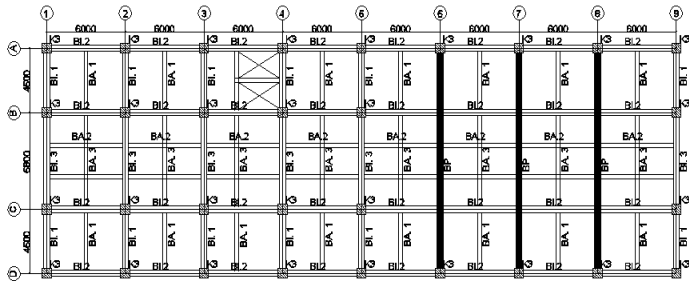
b = lebar balok (cm)

Balok prategang yang direncanakan berdasarkan gambar denah dibawah, dengan panjang 1580 cm didapat dimensi sebagai berikut:

$$h_{min} = \frac{1}{20} (1580) = 79 \text{ cm}$$

Namun gunakan h min = 80 cm

$$b = 45 \text{ cm}$$



Gambar 4.3 Variasi Prategang

Sehingga balok prategang direncanakan menggunakan dimensi 45/80.

4.1.5 Perencanaan Tebal Pelat

4.1.5.1 Peraturan Perencanaan Pelat

Perencanaan ini menggunakan perhitungan yang dibagi dalam dua jenis yaitu :

1. Pelat satu arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya lebih dari atau sama dengan 2. Pada pelat satu arah, pembebanan yang diterima akan diteruskan pada balok-balok (pemikul bagian yang lebih panjang) dan hanya sebagian kecil saja yang akan diteruskan pada gelagar pemikul bagian yang lebih pendek.
2. Pelat dua arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya kurang dari 2, sehingga besar pembebanan yang diterima diteruskan pada keseluruhan pemikul di sekeliling panel pelat tersebut.

Pemodelan struktur yang digunakan adalah sistem rangka pemikul momen, dimana pelat difokuskan hanya menerima beban gravitasi. Tumpuan pada sisi pelat diasumsikan sebagai perletakan jepit elastis.

Perhitungan dimensi plat berdasarkan **SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3** bagi tebal plat sebagai berikut :

- a) Untuk $\alpha_m \leq 0,2$ menggunakan pasal 9.5(3(2))

b) Untuk $0,2 < \alpha_m < 2$ ketebalan minimum plat harus

$$\text{memenuhi } h_1 = \frac{L_n \times \left[0,8 + \frac{f_y}{1400} \right]}{36 + 5\beta[\alpha_m - 0,2]} \text{ dan tidak boleh kurang dari } 120 \text{ mm}$$

c) Untuk $\alpha_m \geq 2$ ketebalan minimum plat harus

$$\text{memenuhi } h_2 = \frac{L_n \times \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \text{ dan tidak boleh kurang dari } 90 \text{ mm}$$

L_n = Panjang bentang bersih

S_n = Lebar bentang bersih

f_y = Tegangan Leleh Baja

β = Rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah

α_m = Nilai rata-rata α untuk semua balok pada tepi – tepi dari suatu panel

Harga α_m didapat dari:

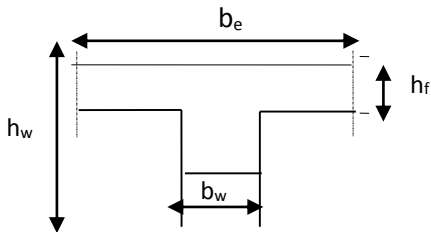
$$\alpha = \frac{E_{balok} I_{balok}}{E_{plat} I_{plat}} \quad I_{balok} = \frac{1}{12} \times K \times b \times h^3$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} \quad I_{plat} = Ly \times \frac{hf^3}{12}$$

$K =$

$$\frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) x \left(\frac{h_f}{h_w} \right) x \left[4 - 6 \left(\frac{h_f}{h_w} \right) + 4 \left(\frac{h_f}{h_w} \right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) x \left(\frac{h_f}{h_w} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) x \left(\frac{h_f}{h_w} \right)}$$

Perumusan untuk mencari lebar flens pada balok :



Nilai b_e :

$$b_e = 1/4 L_y$$

$$b_e = b_w + 8h_f$$

dari kedua nilai b_e tersebut diambil yang terkecil.

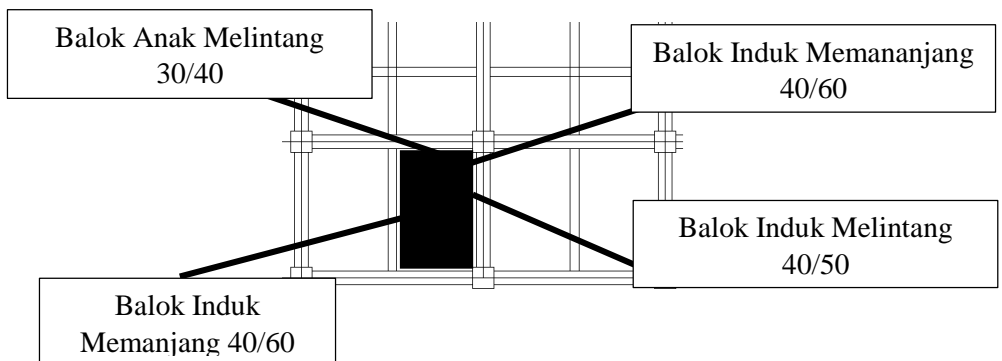
4.1.5.2 Data Perencanaan Tebal Pelat

Pelat yang direncanakan berupa pelat lantai dengan spesifikasi sebagai berikut

- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu baja : 400 MPa
- Rencana tebal pelat lantai dan atap: 12 cm

4.1.5.3 Perhitungan Lebar Efektif Pelat

Pelat lantai dan pelat atap dianggap sama.



Gambar 4.4 Dimensi dan Letak Pelat Lantai yang direncanakan

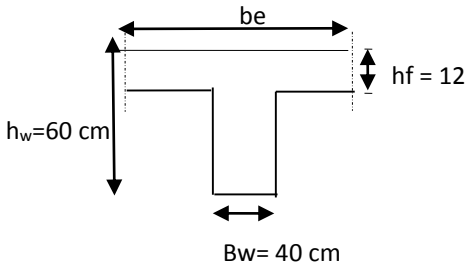
Daerah yang dihitamkan pada gambar 4.4 menunjukan pelat yang ditinjau, sehingga didapatkan:

$$L_n = 300 - \left(\frac{30}{2} + \frac{40}{2} \right) = 265 \text{ cm}$$

$$S_n = 450 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 410 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{410}{265} = 0,64 < 2 \text{ (Pelat 2 arah)}$$

Balok Induk Memanjang (40 X 60)



- $be = \frac{1}{4} L_y = \frac{1}{4} (410) = 102,5 \text{ cm}$

- $be = bw + 8 hf = 40 + 8 \cdot 12 = 136 \text{ cm}$

sehingga digunakan $be' = 102,5 \text{ cm}$

$$E_C \text{ Balok} = 4700 \sqrt{40} = 29725,4 \text{ MPa}$$

$$E_C \text{ pelat} = 4700 \sqrt{40} = 29725,4 \text{ MPa}$$

$$beff = E_c \text{ pelat} / E_c \text{ balok} \times beff' = 103 \text{ cm}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{102,5}{40} - 1 \right) \left(\frac{12}{60} \right) \left(4 - 6 \left(\frac{12}{60} \right) + 4 \left(\frac{12}{60} \right)^2 \right) + \left(\frac{103}{40} - 1 \right) \left(\frac{12}{60} \right)^3}{1 + \left(\frac{102,5}{40} - 1 \right) \left(\frac{12}{60} \right)}$$

$$K = 1,47$$

$$I_{Balok} = K \cdot bw \frac{h_w^3}{12} = 1,47 \cdot 40 \cdot \frac{60^3}{12} = 1060217 \text{ cm}^4$$

$$I_{Pelat} = L_Y \frac{h_f^3}{12} = 410 \cdot \frac{12^3}{12} = 59040 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_{Balok}}{I_{Pelat}} = 17,95$$

Dengan cara yang sama untuk balok induk melintang, balok anak melintang dan balok anak memanjang maka didapat nilai α sebagai berikut:

Balok induk melintang	= 13,65
Balok anak melintang	= 5,99
Balok induk memanjang	= 17,95

$$\text{Sehingga } \alpha_m = \frac{1}{4} \times g(17,95 + 17,95 + 5,99 + 13,65) = 13,89$$

Bedasarkan *SNI 2847:2013 pasal 9.5(3(3))* yang mana $\alpha_m \geq 2$ maka ketebalan plat minimum adalah

$$h = \frac{410 + \frac{400}{1400}}{36 + 9(1,37)} = 6,88 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

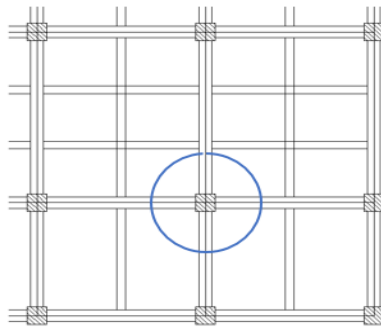
Untuk faktor kenyamanan gunakan tebal pelat lantai 12 cm. Tebal rencana pelat 12 cm memenuhi persyaratan tebal minimum.

4.1.5.4 Perencanaan Pelat Atap

Pelat atap yang direncanakan memiliki ukuran yang sama dengan pelat lantai maka dengan cara yang sama didapat ketebalan pelat atap direncanakan sama yaitu 12 cm.

4.1.6 Perencanaan Kolom

Menurut SNI 2847:2013 kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.



Gambar 4.5 Kolom yang ditinjau sebagai Desain Awal

Seperti yang terlihat pada gambar 4.5, kolom yang direncanakan memikul beban pada luasan pelat berukuran 6000 x 5650 (mm) dari seperempat masing-masing luasan pelat disekitar kolom tersebut.

Direncanakan:

Tebal Pelat = 12 cm = 120 mm

Tinggi lantai tiap lantai = 500 cm dan 320 cm

Beban-beban yang terjadi SNI 1727:2013, yang diberikan di tiap lantainya sebagai perencanaan pembebanan kolom. Untuk efisiensi dan keefektifan dimensi struktur dibuat beberapa variasi kolom. Diambil satu dimensi kolom yang berbeda setiap 3 tingkatnya. Ukuran kolom dapat di diperhitungkan sebagai tabel 4.3 berikut.

Tabel 4.3 Beban yang diterima oleh Gedung

beban atap						
beban mati	berat sendiri	b	L	t	x lantai	berat (kg)
pelat lantai atap (12 cm)	2400	6	5,65	0,12	1	9763,2
penggantung	7	6	5,65		1	237
plafon	11	6	5,65		1	373
Balok Induk 3	2400	0,4	3,4	0,6	1	3264
Balok Induk 1	2400	0,4	2,25	0,5	1	2160
Balok induk 2	2400	0,4	6	0,6	1	3456
Balok anak 1	2400	0,3	2,25	0,4	1	648
Balok anak 2	2400	0,3	6	0,45	1	1944
Balok anak 3	2400	0,3	3,4	0,45	1	1101,6
dinding	-	-	-	-	-	0
tegel	-	-	-	-	-	0
spesi (1 cm)	21	6	5,65	1		712
Kolom	2400	-	-	-		0
Dacting dan Plumbing	25	6	5,65			848
					WD 1	24507,00
beban hidup						
Lantai atap	100	6	5,65			3390
Air Hujan	20	6	5,65			678
					WL 1	4068,00
beban lantai 11-15						
beban mati	berat sendiri	b	L	t	x lantai	berat (kg)
pelat lantai atap (12 cm)	2400	6	5,65	0,12	5	48816
penggantung	7	6	5,65		5	1186,5
plafon	11	6	5,65		5	1864,5

Balok Induk 3	2400	0,4	3,4	0,6	5	9792
Balok Induk 1	2400	0,4	2,25	0,5	5	5400
Balok induk 2	2400	0,4	6	0,6	5	17280
Balok anak 1	2400	0,3	2,25	0,4	5	3240
Balok anak 2	2400	0,3	6	0,45	5	9720
Balok anak 3	2400	0,3	3,4	0,45	5	5508
dinding	250	11,65		3,2	5	46600
tegél	24	6	5,65		5	4068
spesi (1 cm)	21	6	5,65	1	5	3559,5
Kolom	2400	0,5	0,5	3,2	5	9600
Dacting dan Plumbing	25	6	5,65		5	4237,5
					WD 1	170872,00
beban hidup						
Lantai multifunctionhall	400	6	5,65		1	13560
Lantai apartemen	250	6	5,65		4	33900
					WL 1	47460,00
beban lantai 6-10						
beban mati	berat sendiri	b	L	t	x lantai	berat (kg)
pelat lantai atap (12 cm)	2400	6	5,65	0,12	5	48816
penggantung	7	6	5,65		5	1186,5
plafon	11	6	5,65		5	1864,5
Balok Induk 3	2400	0,4	3,4	0,6	5	9792
Balok Induk 1	2400	0,4	2,25	0,5	5	5400
Balok induk 2	2400	0,4	6	0,6	5	17280
Balok anak 1	2400	0,3	2,25	0,4	5	3240
Balok anak 2	2400	0,3	6	0,45	5	9720
Balok anak 3	2400	0,3	3,4	0,45	5	5508

dinding	250	11,65		3,2	5	46600
tegel	24	6	5,65		5	4068
spesi (1 cm)	21	6	5,65	1	5	3559,5
Kolom	2400	0,5	0,5	3,2	5	9600
Dacting dan Plumbing	25	6	5,65		5	4237,5
					WD 1	170872,00
beban hidup						
Lantai multifunctionhall	400	6	5,65		0	0
Lantai apartemen	250	6	5,65		5	42375
					WL 1	42375,00
beban lantai 2-5						
beban mati	berat sendiri	b	L	t	x lantai	berat (kg)
pelat lantai atap (12 cm)	2400	6	5,65	0,12	4	39052,8
penggantung	7	6	5,65		4	949,2
plafon	11	6	5,65		4	1491,6
Balok Induk 3	2400	0,4	3,4	0,6	4	7833,6
Balok Induk 1	2400	0,4	2,25	0,5	4	4320
Balok induk 2	2400	0,4	6	0,6	4	13824
Balok anak 1	2400	0,3	2,25	0,4	4	2592
Balok anak 2	2400	0,3	6	0,45	4	7776
Balok anak 3	2400	0,3	3,4	0,45	4	4406,4
dinding	250	11,65		3,2	4	37280
tegel	24	6	5,65		4	3254,4
spesi (1 cm)	21	6	5,65	1	4	2847,6
Kolom	2400	0,5	0,5	3,2	4	7680
Dacting dan Plumbing	25	6	5,65		4	3390
					WD 1	136698,00

beban hidup						
Lantai multifunctionhall	400	6	5,65		0	0
Lantai apartemen	250	6	5,65		4	33900
					WL 1	33900,00

WD = 502949,00 kg

WL= 127803,00 kg

Jadi Berat Total : W = 1,2 DL + 1,6 LL
= 808024 Kg

Mutu Beton = 40 MPa = 400 Kg/cm² (1 Mpa = 10 Kg/cm²)

Dimensi : $A = 3 * \frac{P}{f_c'} = 3 * \frac{8080224}{400} = 6060,177 \text{ cm}^2$

Dimensi : $b^2 = 6060,177 \text{ cm}^2$

$b = 77,84 \text{ cm} \approx 80 \text{ cm}$

Sehingga dimensi Kolom digunakan untuk lantai 1 adalah 80 cm x 80 cm.

Dengan cara yang serupa didapat dimensi kolom sebagai berikut:

- Kolom lantai 11-15 = 60/60 cm
- Kolom lantai 6-10 = 70/70 cm
- Kolom lantai 1-5 = 80/80 cm
- Kolom Prategang = 60/60 cm

Setelah melakukan analisa struktur pada program bantu, dimensi balok terlalu kaku atau terlalu besar sehingga dilakukan beberapa percobaan ukuran dimensi balok sehingga didapatkan hasil pada tabel 4.4 dan 4.5 berikut:

Tabel 4.4 Dimensi Balok Induk

Balok Induk			
nama balok	Bentang	h	b
	m	cm	cm
BI 1	4,5	50	40
BI 2	6	60	40
BI 3	6,8	60	40

Tabel 4.5 Dimensi Balok Anak

Balok Anak			
Nama balok	Bentang	h	b
	m	cm	cm
BA1	4,5	40	30
BA2	6	45	30
BA3	6,8	45	30

4.2 PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.2.1 Umum

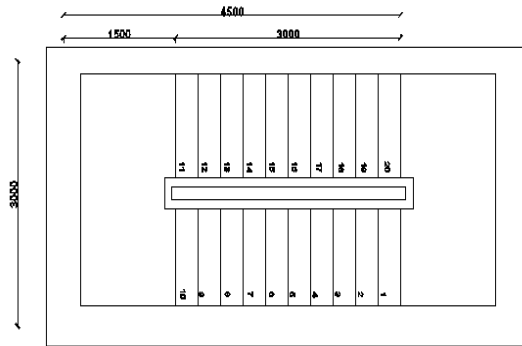
Struktur gedung terbagi menjadi dua yaitu struktur utama (primer) dan struktur sekunder. Struktur sekunder tidak menahan beban secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan tegangan akibat pembebanan yang bekerja secara langsung pada bagian tersebut, maupun akibat perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian dari struktur sekunder meliputi tangga, pelat lantai, balok lift, dan balok anak. Bab ini akan membahas mengenai perancangan struktur sekunder.

4.2.2 Perencanaan Tangga

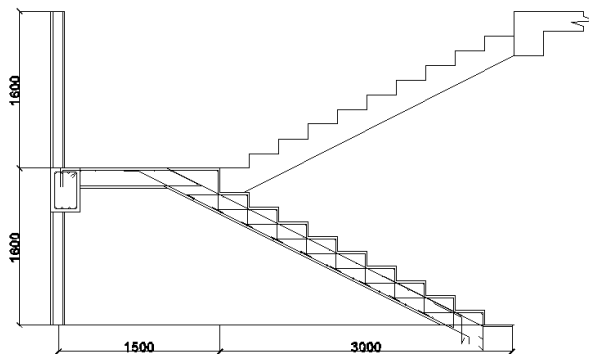
Pada perencanaan struktur tangga terdapat dua jenis tangga, yaitu tangga dengan panjang 3,2 m dan 5 m

4.2.2.1 Data-data Perencanaan Tangga (3,2m)

Tinggi antar lantai	= 320 cm
Tinggi bordes	= 160 cm
Panjang tangga	= 300 cm
Panjang bordes	= 300 cm
Lebar bordes	= 150 cm
Tebal bordes	= 12 cm
Lebar injakan trap tangga	= 30 cm
Tinggi injakan trap tangga	= 15cm
Tebal tangga	= 12 cm
Mutu beton (f'_c)	= 40MPa
Mutu tulangan (f_y)	= 400 MPa



Gambar 4.6 Denah Tangga



Gambar 4.7 Potongan Tangga

4.2.2.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga

Persyaratan perhitungan jumlah injakan tangga sesuai dengan perumusan yang terdapat pada bab II.

Tinggi injakan (t) = 15 cm

Jumlah tanjakan = $232,5/15 = 11$

$$\text{Jumlah injakan (n)} = 11 - 1 = 10 \text{ buah}$$

$$\alpha = \arctg\left(\frac{160}{300}\right) = 29^\circ$$

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ \text{ (OK)}$$

$$\text{tebal pelat rata-rata} = ((30/2) \sin \alpha) + 12 = 20 \text{ cm}$$

4.2.2.3 Pembebanan Tangga dan Bordes

4.2.2.3.1 Pembebanan Tangga

Beban Mati

- Pelat tangga $= \frac{0,2\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3}{\cos 29^\circ} = 528,84 \text{ Kg/m}^2$
- Spesi horizontal (t=1cm) = 21 Kg/m^2
- Spesi Vertikal (t=1 cm) = 21 Kg/m^2
- Tegel horizontal (t=1cm) = 24 Kg/m^2
- Tegel Vertikal (t=1cm) = 24 Kg/m^2
- Berat pegangan $= 30 \text{ Kg/m}^2$
- $Q_{DL} = 548,84 \text{ Kg/m}^2$

Beban Hidup

$$Q_{LL} = 300 \text{ Kg/m}^2$$

Kombinasi

$$1,2 Q_{DL} + 1,6 Q_{LL} = 1258,60 \text{ Kg/m}^2$$

4.2.2.3.2 Pembebanan Bordes

Beban Mati

- Pelat tangga $= 0,012 \times 2400 = 288 \text{ Kg/m}^2$
- Spes (t=2cm) $= 2 \times 21 = 42 \text{ Kg/m}^2$
- Tegel (t=2cm) $= 2 \times 24 = 48 \text{ Kg/m}^2$
- $Q_{DL} = 570 \text{ Kg/m}^2$

Beban Hidup

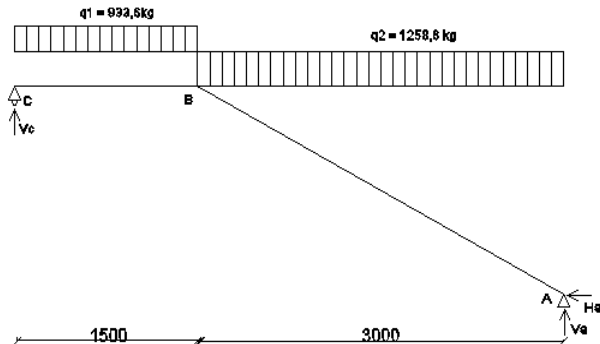
$$Q_{LL} = 300 \text{ Kg/m}^2$$

Kombinasi

$$1,2 Q_{DL} + 1,6 Q_{LL} = 933,6 \text{ kg}$$

4.2.2.4 Perhitungan Gaya pada Tangga

Pada proses analisa struktur tangga, perhitungan dengan menggunakan mekanika teknik statis dengan permasalahan sendi-rol, dengan pembebanan tangga dan output seperti pada Gambar di bawah:



Gambar 4.8 Pemodelan Struktur Tangga

4.2.2.4.1 Perhitungan Reaksi pada Tangga

$$\sum M_C = 0$$

$$R_A \cdot (1,5 + 3) - 1258,60 (3) (0,5 \times 3 + 1,5) - 0,5 \cdot 933,60 \cdot 1,5^2 = 0$$

$$R_A = 2750,60 \text{ Kg}(\uparrow)$$

$$R_C = 2425,60 \text{ Kg}(\uparrow)$$

Kontrol:

$$\sum v = 0$$

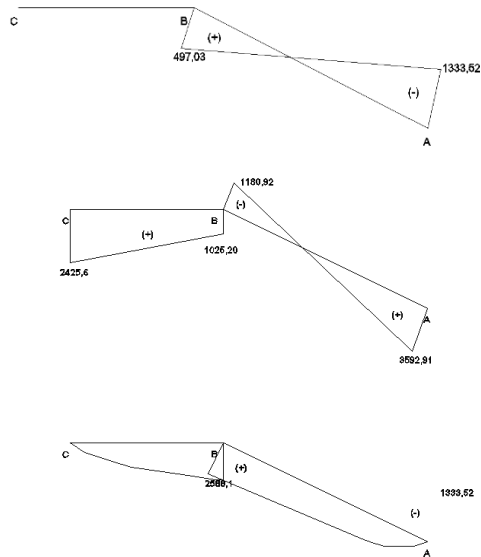
$$-2750,60 - 2425,60 + (1258,60 \cdot 3) + (933,60 \cdot 1,5) = 0 \text{ (OK)}$$

4.2.2.4.2 Perhitungan Gaya dalam Tangga

- Bentang B-C
 - Bidang N: $N_{BC} = 0$
 - Bidang D: $D_C = R_C = 2425,60 \text{ Kg}$
 $D_b K_a = R_c - q_2 \cdot 1,5$
 $= 1025,20 \text{ Kg}$
- Bidang M: $M_c = 0$
 $M_{\max} \rightarrow D_{x1} = 0$
 $M_{\max} = M_b K_a = R_c(1,5) - 0,5q_2(1,5)^2$
 $= 2588,10 \text{ Kgm}$
- Bentang A-B
 - Bidang N: $N_A = -R_A \sin \alpha + H_A \cos \alpha$
 $= -2750,60 \sin 29^\circ + 0$
 $= -1333,52 \text{ Kg}$
 $N_B = N_A + (q_1 \sin \alpha \cdot \text{Lab})$
 $= -1333,52 + (1258,60 \sin 29^\circ \cdot 3)$
 $= 497,03 \text{ Kg}$
 - Bidang D: $D_A = R_A \cos \alpha + H_A \sin \alpha$
 $= 2750,60 \cos 29^\circ + 0$
 $= 3592,91 \text{ Kg}$
 $D_B K_i = D_A - (q_1 \cos \alpha \cdot \text{Lab})$
 $= 3592,91 - (1258,60 \cos 29^\circ \cdot 3)$
 $= -1180,92 \text{ Kg}$
 - Bidang M: $M_A = 0$
 $M_{Bkiri} = R_A(3) - 0,5q_1(3)^2$
 $= 2588,1 \text{ Kgm}$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} & : D_x = 0 \\
 R_A - q_l x_1 &= 0 \\
 x_1 &= \frac{2750,60}{1258,60} = 2,16 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= 2750,60 (2,16) - 0,5(1258,60)(2,16^2) \\
 &= 3005,65 \text{ Kgm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.9 Gaya Dalam pada Tangga

4.2.2.5 Perhitungan Penulangan Tangga

4.2.2.5.1 Data Perencanaan Penulangan Tangga

Untuk Anak Tangga

- $f_y = 400 \text{ MPa}$
- $f'_c = 40 \text{ MPa}$
- $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,76$
- Tulangan (D) = 13 mm
- Tebal Pelat = 12 cm
- Tebal Cover = 20 mm
- $D_x = 120 - 20 - (13/2) = 93,5 \text{ mm}$
- Mencari rasio luasan tulangan dan beton
Digunakan $\rho_{min} = 0,0018$ (SNI 2847:2013 pasal (7.12.2.1))
$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 40} = 11,76$$

Untuk Bordes

- $f'_c = 40 \text{ MPa}$
- $f_y = 400 \text{ MPa}$
- $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,76$
- Tulangan (D) = 13 mm
- Tebal Pelat = 12 cm
- Tebal Cover = 20 mm
- $D_x = 120 - 20 - (13/2) = 93,5 \text{ mm}$
- Mencari rasio luasan tulangan dan beton
Digunakan $\rho_{min} = 0,0018$ (SNI 2847:2013 pasal (7.12.2.1))
$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 40} = 11,76$$

4.2.2.5.2 Penulangan Pelat Tangga

a. Penulangan Pelat Tangga

$$Mu = 3055,65 \text{ Kg m} = 30056506,03 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{30056506,03}{0,9 \cdot 1000 \cdot 93,5^2} = 3,82 \text{ Mpa}$$

Diketahui harga $\phi = 0,9$ (diasumsikan)

$$\rho = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 3,82}{400}} \right) = 0,0101$$

$$\rho > \rho_{min}$$

$$0,0101 > 0,0039$$

Sehingga digunakan $\rho = 0,0101$

$$\begin{aligned} \text{As Perlu} &= \rho b d = 0,0101 \cdot 1000 \cdot 93,5 \\ &= 949,68 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = 949,68 / 132,73 = 8 \text{ (As} = 1061,85 \text{)}$$

$$s = 1000 / 8 = 125 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur D13-100

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1061,85 \cdot 400}{0,85 \cdot 40 \cdot 1000} = 12,49 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12,49}{0,76} = 16,34 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{93,5}{16,34} - 1 \right) = 0,014$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

$$\begin{aligned} \text{As tulangan bagi} &= 20\% \text{ As} = 20\% \cdot 949,68 \\ &= 189,93 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = 189,93 / 78,54 = 3$$

$$s = 1000 / 3 = 333,33 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan bagi D10-300

b. Penulangan Pelat Bordes

$$M_u = 2588,107 \text{ Kg m} = 25881070,14 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{25881070,14}{0,9 \cdot 1000 \cdot 93,5^2} = 3,28 \text{ Mpa}$$

Diketahui harga $\phi = 0,9$ (diasumsikan)

$$\rho = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 3,28}{400}} \right) = 0,0086$$

$$\rho < \rho_{min}$$

$$0,0086 > 0,0039$$

Sehingga digunakan $\rho = 0,0086$

$$\begin{aligned} \text{As Perlu} &= \rho b d = 0,0086 \cdot 1000 \cdot 93,5 \\ &= 810,19 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = 810,19 / 132,73 = 7 \text{ tulangan}$$

$$s = 1000 / 7 = 142,85 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur D13-100

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{810,19 \cdot 400}{0,85 \cdot 40 \cdot 1000} = 10,93 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{10,93}{0,76} = 14,30 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{93,5}{14,36} - 1 \right) = 0,016$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

$$\begin{aligned} \text{As tulangan bagi} &= 20\% A_s = 20\% \cdot 810,97 \\ &= 162,03 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = 162,03 / 78,54 = 3$$

$$s = 1000 / 3 = 333 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan bagi D10-300

c. Penulangan Balok Bordes

Gunakan dimensi balok bordes 30/45

Beban Mati (DL)

$$\text{Pelat bordes} = 288 \times 1,5 = 432 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Berat balok} = 0,3 \times 0,45 \times 2400 = 324 \text{ Kg/m}$$

$$Q_{DL} = 756 \text{ Kg/m}$$

Beban Hidup (LL)

$$Q_{LL} = 300 \cdot 1,5 = 450 \text{ Kg/m}$$

Kombinasi

$$Q_u = 1,2 Q_{DL} + 1,6 Q_{LL} = 1627,2 \text{ Kg/m}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1/8 Q_u l^2 = 1/8 \cdot 1627,2 \cdot 3^2 \\ &= 1464,48 \text{ Kg m} \\ &= 14644800 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$d = 450 - 40 - 0,5 \cdot 13 \cdot 8 = 395,5 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{14644800}{0,9} = 16272000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{16272000}{300 \cdot 395,5^2} = 0,43 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0035$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} = 0,0039$$

$$\rho = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 0,43}{400}} \right) = 0,0010$$

$$\rho_{min} > \rho$$

$$0,0039 > 0,0010$$

Sehingga $\rho = 0,0039$

$$\begin{aligned}
 \text{As Perlu} &= \rho b d = 0,0039 \cdot 300 \cdot 395,5 \\
 &= 469,00 \text{ mm}^2 \\
 n &= 469,00 / 132,73 = 4 \text{ tulangan} \\
 &\text{Digunakan tulangan lentur 4D13 (As= 530,92 mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

Jarak antar S:

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{bw - 2 D_{senggang} - 2 \cdot cover - n D_{tul.utama}}{n-1} > 25 \text{ mm} \\
 S &= \frac{300 - 2 \cdot 10 - 2 \cdot 40 - 3 \cdot 16}{3-1} = 50,67 \text{ mm} > 25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{530,92 \cdot 400}{0,85 \cdot 40 \cdot 300} = 18,39 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18,39}{0,76} = 24,06 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{395,5}{18,39} - 1 \right) = 0,046$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

Penulangan Geser Balok Bordes

$$\begin{aligned}
 V_u \text{ total} &= 0,5 \times q_u \times l \\
 &= 0,5 \times 1627,2 \times 3 = 2440,8 \text{ kg} = 24408 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 300 \times 395,5 = 125068,1 \text{ N}$$

$$0,5\phi V_c = 0,9 \times 0,5 \times 125068,1 = 56280,64 \text{ N}$$

Karena $V_u < \phi V_c$, maka tidak diperlukan tulangan geser

Maka digunakan tulangan geser praktis :

$\phi 10-150$ (Pada daerah tumpuan)

$\phi 10-200$ (Pada daerah lapangan)

4.2.3 PERENCANAAN PELAT

Pelat yang direncanakan dibagi menjadi tiga, yaitu pelat atap, pelat lantai 1-14 dan pelat lantai 15. Seperti yang telah dijelaskan pada bab preliminary desain, tipe pelat direncanakan dengan ketebalan 12 cm untuk pelat lantai dan 12 cm untuk pelat atap.

4.2.3.1 Data Perencanaan

Data perencanaan pelat meliputi mutu bahan dan tulangan yang akan direncanakan, dimensi dan pembebanan yang terjadi di area pelat baik untuk pelat atap ataupun pelat lantai.

Mutu bahan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan preliminary desain sebagai berikut :

- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu baja : 400 MPa
- Tebal pelat atap : 12 cm
- Tebal pelat lantai : 12 cm
- Diameter tulangan rencana (ϕ) : 10 cm

4.2.3.2 Pembebanan Pelat

Pembebanan pada pelat dibagi menjadi dua yaitu pembebanan pada pelat atap dan pelat lantai. Hal ini dikarenakan beban yang bekerja berbeda-beda. Oleh karena itu perhitungan pembebanan dan penulangan dibedakan.

3. Pelat Atap

Beban yang bekerja pada pelat atap terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (q_D) dan beban hidup (q_L).

Beban Mati

- Pelat pelat $= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
- Penggantung $= 7 \text{ kg/m}^2$
- Plafond $= 11 \text{ kg/m}^2$

- Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) $= 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Plumbing & Ducting $= 25 \text{ kg/m}^2$
 $q_{DT} = 373 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup

- Lantai Atap $= 100 \text{ kg/m}^2$
- Beban air hujan $= 20 \text{ kg/m}^2$
 $q_{LT} = 120 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{aligned}\text{Kombinasi} &= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT} \\ &= (1,2 \times 373 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 120 \text{ kg/m}^2) \\ &= 639,6 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

4. Pelat Lantai

Beban yang bekerja pada pelat lantai juga terdiri dari dua jenis beban, yaitu beban mati (q_D) dan beban hidup (q_L).

Beban Mati

- Pelat lantai $= 0,12 \times 400 = 288 \text{ kg/m}^2$
- Penggantung $= 7 \text{ kg/m}^2$
- Plafond $= 11 \text{ kg/m}^2$
- Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) $= 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Tegel ($t = 2 \text{ cm}$) $= 24 = 48 \text{ kg/m}^2$
- Pipa & Ducting $= 25 \text{ kg/m}^2$
 $q_{DT} = 421 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup

- R. Apartemen $= 250 \text{ kg/m}^2$
 $q_{LT} = 250 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{aligned}\text{Kombinasi} &= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT} \\ &= (1,2 \times 421 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 250 \text{ kg/m}^2) \\ &= 905,2 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

5. Pelat Lantai Multifunctionhall

Beban yang bekerja pada pelat lantai juga terdiri dari dua jenis beban, yaitu beban mati (q_D) dan beban hidup (q_L).

Beban Mati

- Pelat lantai = $0,12 \times 400 = 288 \text{ kg/m}^2$
 - Penggantung = 7 kg/m^2
 - Plafond = 11 kg/m^2
 - Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) = $21 = 42 \text{ kg/m}^2$
 - Tegel ($t = 2 \text{ cm}$) = $24 = 48 \text{ kg/m}^2$
 - Pipa & Ducting = 25 kg/m^2
- $$q_{DT} = 421 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup

- R.Kantor = 400 kg/m^2
- $$q_{LT} = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT} \\ &= (1,2 \times 421 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 400 \text{ kg/m}^2) \\ &= 1145,2 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

4.2.3.3 Penulangan Pelat

Tahapan yang digunakan dalam menentukan tulangan lentur plat adalah sebagai berikut:

1. Menentukan data-data d , f_y , f'_c , dan M_u
2. menentukan harga β_1

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7}$$

(SNI 2847:2013 pasal (10.2.7.3))

3. Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :

$$\rho_{\min} = 0,0018$$

(SNI 2847:2013 pasal (7.12.2.1))

4. Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c}$$

5. Menentukan R_n

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

6. Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan :

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmxRn}{fy}} \right)$$

7. Menentukan luas tulangan (AS) dari ρ yang didapat

$$\rho = \frac{As}{bxd}$$

8. Menentukan spasi maksimum antar tulangan

$$S < 450 \text{ mm (SNI 2847:2013 pasal (7.6.5))}$$

$$S < 3h \text{ (SNI 2847:2013 pasal (7.6.5))}$$

9. Jumlah tulangan tiap meter

$$n = \frac{As_{perlu}}{As_{pakai}}$$

10. Jarak tulangan (s) = 1000 / n

11. Kontrol

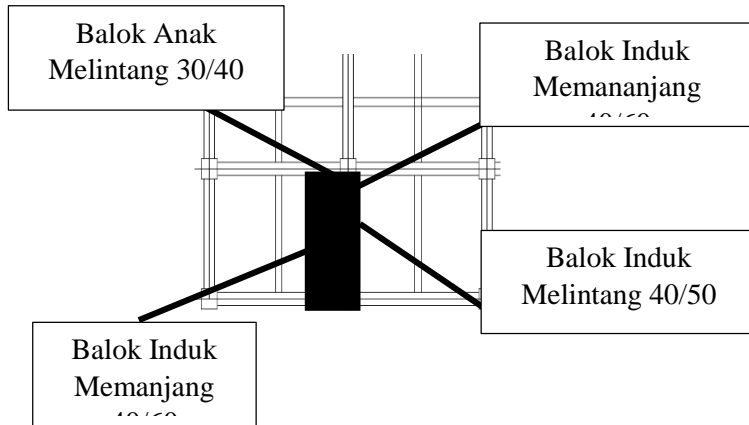
$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 f'c b}$$

$$C = \frac{a}{\beta 1}$$

$$\epsilon t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right)$$

Kemudian pada SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 di cari harga ϕ berdasarkan nilai ϵt .

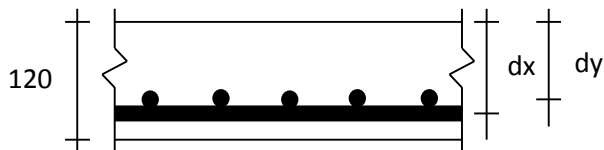
1. Perhitungan Penulangan Pelat Atap



Gambar 4.10 Dimensi dan Letak Pelat Lantai yang direncanakan

Adapun data-data perancangan untuk penulangan pelat lantai:

- Dimensi pelat 450 x 300 mm²
- Tebal pelat 120 mm
- Tebal selimut beton 40 mm
- Diameter tulangan rencana (ϕ) 10 mm
- Luas tulangan (A_s) = 78,54 mm²
- Mutu tulangan baja (f_y) = 400 MPa
- Mutu beton (f'_c) = 40 Mpa
- $\beta_1 = 0,76$



$$dx = 120 - 40 - \frac{1}{2} \cdot 10 = 75 \text{ mm}$$

$$dy = 120 - 40 - \frac{1}{2} \cdot 10 - 10 = 65 \text{ mm}$$

$$L_x = 300 - (40/2 + 30/2) = 296,5 \text{ cm}$$

$$L_y = 450 - (40/2 + 40/2) = 446 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = 1,5 < 2 \text{ (Pelat 2 arah)}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut : ($L_y/L_x = 1,5$)

$$M_{lx} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X \quad ; X = 36$$

$$M_{ly} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X \quad ; X = 17$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X \quad ; X = 76$$

$$M_{ty} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X \quad ; X = 57$$

Dimana :

M_{lx}	= Momen lapangan arah x
M_{ly}	= Momen lapangan arah y
M_{tx}	= Momen tumpuan arah x
M_{ty}	= Momen tumpuan arah y
X	= Nilai konstanta dari perbandingan L_y/L_x

2. Perhitungan Penulangan tumpuan dan lapangan arah-X

$$\beta = 1,5 \text{ (pelat terjepit penuh)}$$

$$M_{lx} (+) X1 = 36$$

$$M_{tx} (-) X2 = 76$$

$$\text{Dipakai } X = 76$$

$$\begin{aligned} M_{lx} = (-)M_{tx} &= 0,001 \times q_u \times L_x^2 \times X \\ &= 0.001 \times 639,6 \times 2,965^2 \times 76 \\ &= 427,33 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_u = 427,33 \text{ kgm}$$

$$\rho_{\min} = 0,0014$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 (40)} = 11,76$$

Diketahui harga $\emptyset = 0,9$ (diasumsikan)

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{427,33 \cdot 10000}{0,9 \cdot 1000 \cdot 75^2} = 0,84$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmx Rn}{fy}} \right) = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 0,84}{400}} \right) = 0,0021$$

Sehingga digunakan $\rho = 0,0021$

- $As_{perlu} = \rho b d$
 $= 0,0021 \times 1000 \times 75 = 160,28 \text{ mm}^2$
- $S_{maks} = 450 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 ps 7.6.5)
- n (jumlah tulangan)

$$n = \frac{As_{perlu}}{As_{d10}} = \frac{160,28}{78,54} = 3 \text{ tulangan}$$
- $s = \frac{1000}{n} = \frac{1000}{3} = 333,33 \text{ mm}$
 Spakai = 300 mm
- $As \text{ pasang} = n \times As = 3 \times 78,54 = 235,62 \text{ mm}^2 > As_{perlu}$
 (OK)
- Kontrol

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 f'_c b} = \frac{235,62 \cdot 400}{0,85 \cdot 40 \cdot 1000} = 2,77 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{2,77}{0,76} = 3,63 \text{ mm}$$

$$\epsilon t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{75}{3,63} - 1 \right) = 0,059$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵt lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

Jadi di gunakan tulangan lentur **$\phi 10\text{-}300$**

3. Penulangan penulangan tumpuan dan lapangan arah-Y

$\beta = 1,5$ (pelat terjepit penuh)

Mly (+) $X1 = 17$

Mty (-) $X2 = 57$

Dipakai $X = 57$

$$\begin{aligned} Mly &= (-)Mty &= 0,001 \times qu \times Lx^2 \times X \\ & &= 0.001 \times 639,6 \times 4,46^2 \times 57 \\ & &= 725,19 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\rho = 0,0014$$

$$m = \frac{fy}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 (40)} = 11,76$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{725,19 \cdot 10000}{0,9 \cdot 1000 \cdot 65^2} = 1,9$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m x Rn}{fy}} \right) = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,9 \times 11,76}{400}} \right) = 0,0049$$

$$\begin{array}{ccc} \rho & > & \rho_{\min} \\ 0,0049 & > & 0,0014 \end{array}$$

Sehingga digunakan $\rho = 0,0049$

- $As_{\text{perlu}} = \rho b d$
 $= 0,0049 \times 1000 \times 65 = 319,122 \text{ mm}^2$
- $S_{\text{maks}} = 450 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 ps 7.6.5)
- $n = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{d10}} = \frac{319,12}{78,54} = 5 \text{ buah}$
- $s = \frac{1000}{n} = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$
 Spakai = 150 mm
- $As_{\text{pasang}} = n \times As = 5 \times 78,54 = 392,85 \text{ mm}^2 > As_{\text{perlu}}$
 (OK)
- Kontrol

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 f'c b} = \frac{471,43 \cdot 400}{0,85 \cdot 40 \cdot 1000} = 5,54 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5,54}{0,76} = 7,29 \text{ mm}$$

$$\varepsilon t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{65}{7,29} - 1 \right) = 0,024$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat εt lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

Jadi di gunakan tulangan lentur **$\phi 10-200$**

4. Perhitungan Penulangan Pelat Lantai 1-14

Perhitungan kebutuhan penulangan pelat lantai 1 – 10 dilakukan dengan cara yang sama dengan penulangan pelat atap. Didapat jumlah tulangan yang digunakan sebagai berikut

- Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X digunakan tulangan lentur $\phi 10- 300$
- Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y digunakan tulangan lentur $\phi 10-150$

5. Perhitungan Penulangan Pelat Lantai 15

Perhitungan kebutuhan penulangan pelat lantai 1 – 10 dilakukan dengan cara yang sama dengan penulangan pelat atap. Didapat jumlah tulangan yang digunakan sebagai berikut

- Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X digunakan tulangan lentur $\phi 10- 250$
- Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y digunakan tulangan lentur $\phi 10-100$

Tabel 4.6 Perhitungan Penulangan Pelat Lantai Atap

Type pelat	Ly	Lx	quit	Ly/Lx	type tulanga	X	nilai X Y	Mu (Nmm)	Rn	ppakai	As (mm2)	Jumlah tulangan	Jarak Antar	Tulangan Pakai	a	
1	4.5	3	639.6	1.5	2 arah	Mlx(+)	76	4273379.3	0.844	0.00213718	160.2883955	3	300	3	300	235.7143
	4.5	3		1.5		Mlx(-)	76	4273379.3	0.844	0.00213718	160.2883955	3	300	3	300	235.7143
	4.5	3		1.5		Mly(+)	57	7251920.4	1.9	0.00490666	319.1276393	5	200	5	200	392.8571
	4.5	3		1.5		Mly(-)	57	7251920.4	1.9	0.00490666	319.1276393	5	200	5	200	392.8571
2	3	2.3	639.6	1.304348	2 arah	Mlx(+)	69	2264901.4	0.447	0.0014	105	2	500	2	500	157.0796
	3	2.3		1.304348		Mlx(-)	69	2264901.4	0.447	0.0014	105	2	500	2	500	157.0796
	3	2.3		1.304348		Mly(+)	57	3205034.5	0.843	0.00213398	138.7084654	2	500	2	500	157.0796
	3	2.3		1.304348		Mly(-)	57	3205034.5	0.843	0.00213398	138.7084654	2	500	2	500	157.0796
3	3	2.2	639.6	1.363636	2 arah	Mlx(+)	73	2229123.8	0.44	0.0014	105	2	500	2	500	157.0796
	3	2.2		1.363636		Mlx(-)	73	2229123.8	0.44	0.0014	105	2	500	2	500	157.0796
	3	2.2		1.363636		Mly(+)	57	3205034.5	0.843	0.00213398	138.7084654	2	500	2	500	157.0796
	3	2.2		1.363636		Mly(-)	57	3205034.5	0.843	0.00213398	138.7084654	2	500	2	500	157.0796
4	4.5	2.5	639.6	1.8	2 arah	Mlx(+)	82	3186809.9	0.629	0.00158858	119.1433394	2	500	2	500	157.0796
	4.5	2.5		1.8		Mlx(-)	82	3186809.9	0.629	0.00158858	119.1433394	2	500	2	500	157.0796
	4.5	2.5		1.8		Mly(+)	57	7284476.7	1.916	0.00493238	320.6044312	5	200	5	200	392.6991
	4.5	2.5		1.8		Mly(-)	57	7284476.7	1.916	0.00493238	320.6044312	5	200	5	200	392.6991
5	2.5	2.2	639.6	1.136364	2 arah	Mlx(+)	59	1776969.3	0.351	0.0014	105	2	500	2	500	157.0796
	2.5	2.2		1.136364		Mlx(-)	59	1776969.3	0.351	0.0014	105	2	500	2	500	157.0796
	2.5	2.2		1.136364		Mly(+)	54	2098630.9	0.552	0.0014	91	2	500	2	500	157.0796
	2.5	2.2		1.136364		Mly(-)	54	2098630.9	0.552	0.0014	91	2	500	2	500	157.0796
6	2.5	2.3	639.6	1.086957	2 arah	Mlx(+)	59	1935962.2	0.382	0.0014	105	2	500	2	500	157.0796
	2.5	2.3		1.086957		Mlx(-)	59	1935962.2	0.382	0.0014	105	2	500	2	500	157.0796
	2.5	2.3		1.086957		Mly(+)	54	2098630.9	0.552	0.0014	91	2	500	2	500	157.0796
	2.5	2.3		1.086957		Mly(-)	54	2098630.9	0.552	0.0014	91	2	500	2	500	157.0796
7	3.5	2.2	639.6	1.590909	2 arah	Mlx(+)	79	2379331.8	0.47	0.0014	105	2	500	2	500	157.0796
	3.5	2.2		1.590909		Mlx(-)	79	2379331.8	0.47	0.0014	105	2	500	2	500	157.0796
	3.5	2.2		1.590909		Mly(+)	57	4377133.5	1.151	0.00292824	190.3355016	3	300	3	300	235.6194
	3.5	2.2		1.590909		Mly(-)	57	4377133.5	1.151	0.00292824	190.3355016	3	300	3	300	235.6194
8	3.5	2.3	639.6	1.521739	2 arah	Mlx(+)	76	2538016.6	0.501	0.0014	105	2	500	2	500	157.0796
	3.5	2.3		1.521739		Mlx(-)	76	2538016.6	0.501	0.0014	105	2	500	2	500	157.0796
	3.5	2.3		1.521739		Mly(+)	57	4377133.5	1.151	0.00292824	190.3355016	3	300	3	300	235.6194
	3.5	2.3		1.521739		Mly(-)	57	4377133.5	1.151	0.00292824	190.3355016	3	300	3	300	235.6194
9	4.5	3.5	639.6	1.285714	2 arah	Mlx(+)	73	567.07027	1.12	0.00284806	213.6046091	3	300	3	300	235.7143
	4.5	3.5		1.285714		Mlx(-)	73	567.07027	1.12	0.00284806	213.6046091	3	300	3	300	235.7143
	4.5	3.5		1.285714		Mly(+)	57	733.34478	1.929	0.00496656	322.82661	5	200	5	200	392.8571
	4.5	3.5		1.285714		Mly(-)	57	733.34478	1.929	0.00496656	322.82661	5	200	5	200	392.8571

Tabel 4.7 Perhitungan Penulangan Pelat Lantai 1-14

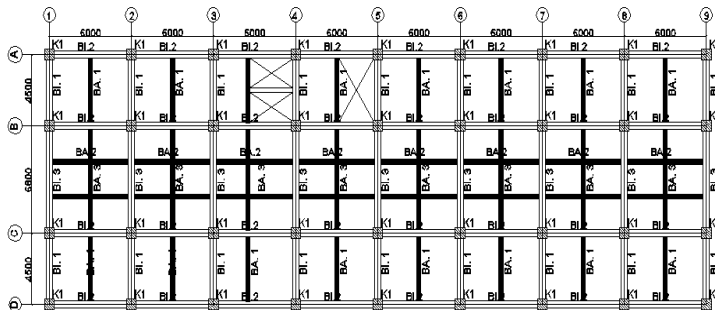
Type pelat	Ly	Lx	quilt	Ly/Lx	type tulanga	X	nilai X Y	Mu (Nmm)	Rn	ppakai	As (mm2)	Jumlah tulangan	Jarak Antar	Tulangan Pakai	a
1	4,5	3		1,5		Mlx(+)	76	6047940,8	1,195	0,00304104	228,0777664	3	300	3	235,7143
	4,5	3	905,2	1,5	2 arah	Mlx(-)	76	6047940,8	1,193	0,00304104	228,0777664	3	300	3	235,7143
	4,5	3		1,5		Mly(+)	57	10263350	2,699	0,00703924	457,5506129	6	150	6	150
	4,5	3		1,5		Mly(-)	57	10263350	2,699	0,00703924	457,5506129	6	150	6	150
2	3	2,3		1,304348		Mlx(+)	69	3204277	0,633	0,00159737	119,8026244	2	500	2	500
	3	2,3	905,2	1,304348	2 arah	Mlx(-)	69	3204277	0,633	0,00159737	119,8026244	2	500	2	500
	3	2,3		1,304348		Mly(+)	57	4535955,6	1,193	0,00303645	197,3695737	3	300	3	300
	3	2,3		1,304348		Mly(-)	57	4535955,6	1,193	0,00303645	197,3695737	3	300	3	300
3	3	2,2		1,363636		Mlx(+)	73	3154788,8	0,623	0,00157247	117,9349028	2	500	2	500
	3	2,2	905,2	1,363636	2 arah	Mlx(-)	73	3154788,8	0,623	0,00157247	117,9349028	2	500	2	500
	3	2,2		1,363636		Mly(+)	57	4535955,6	1,193	0,00303645	197,3695737	3	300	3	300
	3	2,2		1,363636		Mly(-)	57	4535955,6	1,193	0,00303645	197,3695737	3	300	3	300
4	4,5	2,5		1,8		Mlx(+)	82	4510163,1	0,497	0,00225721	169,2908728	3	300	3	300
	4,5	2,5	905,2	1,8	2 arah	Mlx(-)	82	4510163,1	0,497	0,00225721	169,2908728	3	300	3	300
	4,5	2,5		1,8		Mly(+)	57	10309425	2,711	0,00707228	459,6978989	6	150	6	150
	4,5	2,5		1,8		Mly(-)	57	10309425	2,711	0,00707228	459,6978989	6	150	6	150
5	2,5	2,2		1,136364		Mlx(+)	59	2514872,8	0,497	0,0014	105	2	500	2	500
	2,5	2,2	905,2	1,136364	2 arah	Mlx(-)	59	2514872,8	0,497	0,0014	105	2	500	2	500
	2,5	2,2		1,136364		Mly(+)	54	2970107,4	0,781	0,00197569	128,4201305	2	500	2	500
	2,5	2,2		1,136364		Mly(-)	54	2970107,4	0,781	0,00197569	128,4201305	2	500	2	500
6	2,5	2,3		1,086957		Mlx(+)	59	2739889	0,541	0,0014	105	2	500	2	500
	2,5	2,3	905,2	1,086957	2 arah	Mlx(-)	59	2739889	0,541	0,0014	105	2	500	2	500
	2,5	2,3		1,086957		Mly(+)	54	2970107,4	0,781	0,00197569	128,4201305	2	500	2	500
	2,5	2,3		1,086957		Mly(-)	54	2970107,4	0,781	0,00197569	128,4201305	2	500	2	500
7	3,5	2,2		1,590009		Mlx(+)	79	3367372,1	0,665	0,00167949	169,2908728	2	500	2	500
	3,5	2,2	905,2	1,590009	2 arah	Mlx(-)	79	3367372,1	0,665	0,00167949	169,2908728	2	500	2	500
	3,5	2,2		1,590009		Mly(+)	57	6194779,9	1,629	0,00417539	271,4000646	4	250	4	250
	3,5	2,2		1,590009		Mly(-)	57	6194779,9	1,629	0,00417539	271,4000646	4	250	4	250
8	3,5	2,3		1,521739		Mlx(+)	76	3591952,2	0,71	0,00179271	134,4531202	2	500	2	500
	3,5	2,3	905,2	1,521739	2 arah	Mlx(-)	76	3591952,2	0,71	0,00179271	134,4531202	2	500	2	500
	3,5	2,3		1,521739		Mly(+)	57	6194779,9	1,629	0,00417539	271,4000646	4	250	4	250
	3,5	2,3		1,521739		Mly(-)	57	6194779,9	1,629	0,00417539	271,4000646	4	250	4	250
9	4,5	3,5		1,285714		Mlx(+)	73	802,55161	1,585	0,00406019	304,5141913	4	250	4	250
	4,5	3,5	905,2	1,285714	2 arah	Mlx(-)	73	802,55161	1,585	0,00406019	304,5141913	4	250	4	250
	4,5	3,5		1,285714		Mly(+)	57	1037,8732	2,729	0,00712199	462,9295606	6	150	6	150
	4,5	3,5		1,285714		Mly(-)	57	1037,8732	2,729	0,00712199	462,9295606	6	150	6	150

Tabel 4.8 Perhitungan Penulangan Pelat Lantai 15

Type pelat	Ly	Lx	quilt	Ly/Lx	Type tulanga	X	nilai XY	Mu (Nmm)	Rn	ppakai	As (mm2)	Jumlah tulangan	Jarak Antar	Tulangan Pakai	a	
1	4,5	3		1,5		Mx(+)	76	7651460,3	1,511	0,00386644	289,982709	4	250	4	250	314,2857
	4,5	3		1,5		Mx(-)	76	7651460,3	1,511	0,00386644	289,982709	4	250	4	250	314,2857
	4,5	3	1145,2	1,5	2 arah	Mly(+)	57	12984520	3,415	0,00901488	585,9671057	8	100	8	100	628,5714
	4,5	3		1,5		Mly(-)	57	12984520	3,415	0,00901488	585,9671057	8	100	8	100	628,5714
2	3	2,3		1,304348		Mx(+)	69	4053842,2	0,801	0,00202604	151,9532693	2	500	2	500	157,0796
	3	2,3		1,304348		Mx(-)	69	4053842,2	0,801	0,00202604	151,9532693	2	500	2	500	157,0796
	3	2,3	1145,2	1,304348	2 arah	Mly(+)	57	5738595,2	1,509	0,00386058	250,9377303	4	250	4	250	314,2857
	3	2,3		1,304348		Mly(-)	57	5738595,2	1,509	0,00386058	250,9377303	4	250	4	250	314,2857
3	3	2,2		1,363636		Mx(+)	73	3991233	0,788	0,00199438	149,5782406	2	500	2	500	157,0796
	3	2,2		1,363636		Mx(-)	73	3991233	0,788	0,00199438	149,5782406	2	500	2	500	157,0796
	3	2,2	1145,2	1,363636	2 arah	Mly(+)	57	5738595,2	1,509	0,00386058	250,9377303	4	250	4	250	314,2857
	3	2,2		1,363636		Mly(-)	57	5738595,2	1,509	0,00386058	250,9377303	4	250	4	250	314,2857
4	4,5	2,5		1,8		Mx(+)	82	5705964,2	1,127	0,00286608	214,9560125	3	300	3	300	235,7143
	4,5	2,5		1,8		Mx(-)	82	5705964,2	1,127	0,00286608	214,9560125	3	300	3	300	235,7143
	4,5	2,5	1145,2	1,8	2 arah	Mly(+)	57	13042812	3,43	0,00905776	588,7545406	8	100	8	100	628,5714
	4,5	2,5		1,8		Mly(-)	57	13042812	3,43	0,00905776	588,7545406	8	100	8	100	628,5714
5	2,5	2,2		1,136364		Mx(+)	59	3181653	0,628	0,00158598	118,9487112	2	500	2	500	157,0796
	2,5	2,2		1,136364		Mx(-)	59	3181653	0,628	0,00158598	118,9487112	2	500	2	500	157,0796
	2,5	2,2	1145,2	1,136364	2 arah	Mly(+)	54	3757586,1	0,988	0,00250746	162,9845843	3	300	3	300	235,7143
	2,5	2,2		1,136364		Mly(-)	54	3757586,1	0,988	0,00250746	162,9845843	3	300	3	300	235,7143
6	2,5	2,3		1,086957		Mx(+)	54	3757586,1	0,988	0,00250746	162,9845843	3	300	3	300	235,7143
	2,5	2,3		1,086957		Mx(-)	54	3757586,1	0,988	0,00250746	162,9845843	3	300	3	300	235,7143
	2,5	2,3	1145,2	1,086957	2 arah	Mly(+)	59	3466328,9	0,685	0,00172936	129,7019703	2	500	2	500	157,0796
	2,5	2,3		1,086957		Mly(-)	59	3466328,9	0,685	0,00172936	129,7019703	2	500	2	500	157,0796
7	3,5	2,2		1,590909		Mx(+)	79	4260179,5	0,842	0,00213049	159,7869249	3	300	3	300	235,7143
	3,5	2,2		1,590909		Mx(-)	79	4260179,5	0,842	0,00213049	159,7869249	3	300	3	300	235,7143
	3,5	2,2	1145,2	1,590909	2 arah	Mly(+)	57	7837231,5	2,061	0,00531911	345,7423171	5	200	5	200	392,6991
	3,5	2,2		1,590909		Mly(-)	57	7837231,5	2,061	0,00531911	345,7423171	5	200	5	200	392,6991
8	3,5	2,3		1,521739		Mx(+)	76	4544303,6	0,898	0,00227453	170,589968	3	300	3	300	235,7143
	3,5	2,3		1,521739		Mx(-)	76	4544303,6	0,898	0,00227453	170,589968	3	300	3	300	235,7143
	3,5	2,3	1145,2	1,521739	2 arah	Mly(+)	57	7837231,5	2,061	0,00531911	345,7423171	5	200	5	200	392,6991
	3,5	2,3		1,521739		Mly(-)	57	7837231,5	2,061	0,00531911	345,7423171	5	200	5	200	392,6991
9	4,5	3,5		1,285714		Mx(+)	73	1015,336	2,006	0,00517131	387,8485066	5	200	5	200	392,6991
	4,5	3,5		1,285714		Mx(-)	73	1015,336	2,006	0,00517131	387,8485066	5	200	5	200	392,6991
	4,5	3,5	1145,2	1,285714	2 arah	Mly(+)	57	1313,0495	3,453	0,00912231	592,9503653	8	100	8	100	628,5714
	4,5	3,5		1,285714		Mly(-)	57	1313,0495	3,453	0,00912231	592,9503653	8	100	8	100	628,5714

4.2.4 PERENCANAAN BALOK ANAK

Balok anak merupakan struktur sekunder yang berfungsi sebagai pembagi/pendistribusi beban. Dalam perencanaan struktur Gedung Apartemen Springwood ini dimensi balok anak yang digunakan adalah 30/45 untuk bentang 600 cm (BA.2).



Gambar 4.11 Balok Anak

4.2.4.1. Perencanaan Balok Anak BA.2

4.2.4.1.1 Penulangan Balok Anak

Data perencanaan:

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

Tebal pelat lantai 12 mm

Tulangan longitudinal (D)= 13 mm ($A_s = 132,73 \text{ mm}^2$)

Tulangan sengkang (D) = 10 mm ($A_s = 78,54 \text{ mm}^2$)

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$\text{cover} = 40 \text{ mm}$$

$$d = 450 - 40 - 10 - \frac{1}{2} 13 = 393,5 \text{ mm}$$

1. Menentukan Tulangan Lentur

Menentukan harga β_1

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \text{ SNI 2847:2013 pasal (10.2.7.3)}$$

$$\beta_1 = 0,76$$

Menentukan Rasio tulangan

1. Mencari ρ minimum

$$\rho_{\min} = \frac{0,25x\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25x\sqrt{40}}{400} = 0,0039$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0035$$

Sehingga diambil $\rho_{\min} = 0,0039$

2. Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 (40)} = 11,76$$

3. Menentukan M_n

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

Harga Momen ultimate yang digunakan didapat dari Output program bantu SAP dengan kombinasi 1,2D + 1,6L

$$M_u = 5243,65 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{5243,65}{0,9} = \mathbf{5826,27 \text{ kgm}} = 58262778 \text{ Nmm}$$

4. Menentukan R_n

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{58262778}{0,9 \cdot 300 \cdot 393,5^2} = 1,25$$

Rasio Tulangan yang dibutuhkan

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmR_n}{f_y}} \right) = 0,0031$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}}$$

$$0,0039 < 0,0031$$

Sehingga digunakan $\rho = 0,0039$

5. Menentukan Luas tulangan (A_s)

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0039 \cdot 300 \cdot 393,5 = 466,63 \text{ mm}^2$$

6. Menentukan Jumlah Tulangan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \pi \phi^2} = \frac{466,63}{\frac{1}{4} \pi 13^2} = 4 \text{ tulangan}$$

7. Menentukan Jarak antar Tulangan

$$\text{Jarak} = \frac{b - n \cdot DL - 2(\text{tebal cover}) - 2 D_s}{n - 1}$$

$$\text{Jarak} = \frac{300 - 4 \cdot 13 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 10}{4 - 1} = 49,33 \text{ mm}$$

Jarak 49,33 mm > 25 mm (memenuhi)

8. Kontrol

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{466,63 \cdot 400}{0,85 \cdot 40 \cdot 300} = 18,29 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18,29}{0,76} = 23,94 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{393,5}{23,94} - 1 \right) = 0,046$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ε_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

Sehingga dipasang tulangan lentur 4D13

2. Perhitungan Tulangan Geser

Langkah-langkah perhitungan :

1. Hitung V_u pada titik berjarak d dari ujung perletakan

2. Cek $V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \right)$

Bila tidak memenuhi maka perbesaran penampang

3. Kriteria kebutuhan tulangan geser :

a. $V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow$ Tidak perlu penguatan geser

b. $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \rightarrow$ perlu tulangan geser minimum

$$\phi V_s \text{ perlu} = \phi V_s \text{ minimum} = \phi \frac{1}{3} b_w d$$

$$S \leq d/2$$

c. $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \text{ min}}) \rightarrow$ diperlukan tulangan geser
 $\phi V_s \text{ perlu} = \phi V_s \text{ minimum} = \phi \frac{1}{3} b_w d \quad S \leq d/2$

d. $\phi (V_c + V_{s \text{ min}}) < V_u \leq \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w d) \rightarrow$ perlu tulangan geser.
 $\phi V_s \text{ perlu} = V_u - \phi V_c$
 $S \text{ mak} = d/2$

e. $\phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u \leq \phi (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d$
 $S \text{ max} = d/4$

dimana :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w \cdot d$$

$$V_s = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w \cdot d$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{1}{3} b_w \cdot d$$

$$\Phi = 0,6 \text{ (untuk geser)}$$

Keterangan :

- V_c = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh Beton
- V_s = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh tulangan geser
- V_n = Kekuatan geser Nominal ($V_c + V_s$)
- V_u = Gaya geser Berfaktor

Menurut **SNI 2847:2013 Pasal 21.3.4.3 :**

Jarak maksimum antar sengkang yang tidak memerlukan sengkang tertutup tidak boleh melebihi $d/2$.

1. Cek Kemampuan Penampang

$$V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b_w d \right)$$

Data penampang yang di cek

$$V_u = 5559,88 \text{ kg}$$

$$V_s = \frac{1}{3} \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d = \frac{1}{3} \sqrt{40} \cdot 300 \cdot 393,5 = 248871,3 \text{ N}$$

$$V_{s_{\min}} = \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot d = \frac{1}{3} \cdot 300 \cdot 393,5 = 39350 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \\ &= 1/6 \cdot 40^{0,5} \cdot 300 \cdot 393,5 = 124435,6 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d) &= 0,6(124435,6 + 2/3 \cdot 40^{0,5} \cdot 300 \cdot 393,5) \\ &= 373306,9 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_u < \phi(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d) \dots \text{ok}$$

2. Cek kriteria kebutuhan Tulangan Geser

1. $V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow$ Tidak perlu penguatan geser

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 0,6 \times 124435,6 = 37330,69 \text{ N}$$

$$V_u = 55598,8 \text{ N} \geq 0,5 \phi V_c = 37046,08 \text{ N}$$

(tidak memenuhi)

2. $0,5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c \rightarrow$ dipakai tulangan geser minimum

$$0,5 \phi V_c = 37330,89 \text{ N} \leq V_u = 55598,8 \text{ N}$$

$$V_u = 55598,8 \text{ N} \leq \phi V_c = 747661,38 \text{ N}$$

(memenuhi)

Jadi termasuk kategori 2 \rightarrow diperlukan tulangan geser minimum

$$\text{Syarat } S_{\max} < d/2 = 393,5/2 = 196,75 \text{ mm}$$

Dipakai sengkang $2\phi 10 - 100 \text{ mm}$

$$A_{v_{\text{pakai}}} = 2 \frac{1}{4} \pi d^2 = 2 \frac{1}{4} \pi 10^2 = 157,08 \text{ mm}^2$$

$$A_{v(\min)} = \frac{b_w \cdot S}{3 \cdot f_y} = \frac{300 \cdot 100}{3 \cdot 400} = 25 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_{\text{pakai}}} > A_{v_{\min}} \dots \text{ok}$$

Sehingga dipasang tulangan geser D10-100.

Dengan perhitungan yang sama penulangan balok lantai dapat dilihat pada table berikut.

Tabel 4.9 Penulangan Balok Anak Pada Lantai dan Atap

nama balok	Bentang	dimensi pakai		penulangan	
	m	h cm	b cm	Lentur	Geser
BA1	4,5	40	30	4D13	D10-100
BA2	6	45	30	4D13	D10-100
BA3	6,8	45	30	4D13	D10-100

4.2.5 PERENCANAAN BALOK LIFT

4.2.5.1 Spesifikasi Lift

Perencanaan yang dilakukan pada lift ini meliputi balok yang berkaitan dengan mesin lift. Pada bangunan ini digunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Asia Schneider (Thailand) Co.,Ltd. dengan data-data spesifikasi sebagai berikut :

Tipe Lift : C300 Passenger Elevator

Kapasitas : 750 kg

Kecepatan : 1 m/detik

Lebar pintu (opening width) : 800 mm

Dimensi sangkar (car size)

- Car Wide (CW) : 1400 mm

- Car Depth (CD) : 1300 mm

- Opening : 800 mm

Dimensi ruang luncur (Hoistway)

- Hoistway width (HW) : 1850 mm

- Hoistway Depth (HD) : 1900 mm

Beban reaksi ruang mesin

R_1 : 5300 kg (Berat mesin penggerak + beban kereta + perlengkapan)

R_2 : 3300 kg (Berat bandul pemberat + perlengkapan)

Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam table 4.10

Tabel 4.10 Spesifikasi C300 Passenger Elevator

Sumber: Asia Schneider (Thailand) Co.,Ltd.

Speed (m/min)	Capacity		Entrance Center Opening (mm)	Car Size		Dimensions				Hoistway Size				Machine Room Size				Machine Room		Pit Reaction	
	Person	Load (kg)		Inside	Outside	In Hoistway				Simplex				Duplex				Reaction Load(kg)		Load(kg)	
						CW*CD	SW*SD	A&A	RO	S	HW	HD	HW	HD	MW	MD	M/W	MD	R3	R4	R1
60	6	450	800	1400×850	1450×1015	200	320	150	1850	1450	3850	1450	2350	3450	4350	3450	3600	2300	5300	4400	
	7	550	800	1400×1000	1450×1165	200	320	150	1850	1600	3850	1600	2350	3600	4350	3600	4000	2600	6200	5100	
	8	630	800	1400×1100	1450×1265	200	320	150	1850	1700	3850	1700	2350	3700	4350	3700	4200	2800	6700	5500	
	9	680	800	1400×1200	1450×1365	200	320	150	1850	1800	3850	1800	2350	3800	4350	3800	4900	3100	7200	5800	
	10	750	800	1400×1300	1450×1465	200	320	150	1850	1900	3850	1900	2350	3900	4350	3900	5300	3300	7800	6300	
	10	800	800	1400×1350	1450×1515	200	320	150	1850	1950	3850	1950	2350	3950	4350	3950	5600	3500	8300	6700	
	12	900	900	1600×1300	1650×1465	225	320	150	2100	1900	4350	1900	2600	3900	4850	3900	6100	3800	9200	7400	
	13	1000	900	1600×1400	1650×1565	225	320	150	2100	2000	4350	2000	2600	4000	4850	4000	6700	4100	10100	8100	

4.2.5.2 Perencanaan Penggantung Lift

Balok Penggantung Lift

Panjang balok penggantung lift = 350 cm

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times 350 = 21,875 \approx 45 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times 45 = 30$$

Sehingga diperoleh dimensi 30/45

Balok Penumpu Lift

Panjang balok penumpu lift = 350 cm

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times 350 = 21,875 \approx 45 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times 45 = 30$$

Sehingga diperoleh dimensi 30/45

4.2.5.3 Pembebanan Lift

Pasal 3.3.(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri

keran ditambah muatan yang diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan rumus berikut :

$$\Psi = (1 + k_1 k_2 v) \geq 1,15$$

Dimana :

- Ψ = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.
- v = kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/s.
- k_1 = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6.
- k_2 = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$\begin{aligned} P &= \Sigma R \cdot \Psi = (5300 + 3300) \cdot (1 + 0,6 \cdot 1,3 \cdot 1) \\ &= 8600 \cdot 1,78 = 15308 \text{ kg} \end{aligned}$$

4.2.5.3.1 Pembebanan Balok Penggantung Lift 30/45

Beban mati lantai:

Berat pelat	=	0,12 x 2400	=	288 kg/m ²
Spesi	=	2 x 21	=	42 kg/m ²
Ducting + Plumbing	=		=	25 kg/m ²
Total			=	355 kg/m ²
Q	=	355 x 0,75	=	266,25 kg/m

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri balok} &= 0,3 \times 0,45 \times 2400 \\ &= 324 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

$$Q_{DL} = 590,25 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup } (Q_{LL}) = 250 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$\begin{aligned}Q_u &= 1,2 Q_{DL} + 1,6 Q_{LL} \\ &= 1108,3 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

Beban terpusat Lift $P = 15308 \text{ kg}$

$$V_U = \frac{1}{2} Q_U L + \frac{1}{2} P$$

$$V_U = \frac{1}{2} 1108,3 (3,5) + \frac{1}{2} (15308)$$

$$V_U = 9593,53 \text{ kg}$$

$$M_U = \frac{1}{8} Q_U L^2 + \frac{1}{4} PL$$

$$M_U = \frac{1}{8} 1108,3 (3,5^2) + \frac{1}{4} (15308)(3,5)$$

$$M_U = 26971,2 \text{ kgm}$$

4.2.5.3.2 Pembebanan Balok Penumpu Lift 30/45

Beban mati lantai:

$$\text{Berat pelat} = 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi} = 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Ducting + Plumbing} = 25 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total} = 355 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 355 \times 0,75 = 266,25 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri balok} &= 0,3 \times 0,45 \times 2400 \\ &= 324 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

$$Q_{DL} = 590,25 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup } (Q_{LL}) = 250 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 Q_{DL} + 1,6 Q_{LL} \\ &= 1108,3 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban terpusat Lift P = 15308 kg

$$V_U = \frac{1}{2} Q_U L + \frac{1}{2} P$$

$$V_U = \frac{1}{2} 1108,3 (3,5) + \frac{1}{2} (15308)$$

$$V_U = 9593,53 \text{ kg}$$

$$M_U = \frac{1}{8} Q_U L^2 + \frac{1}{4} PL$$

$$M_U = \frac{1}{8} 1108,3 (3,5^2) + \frac{1}{4} (15308)(3,5)$$

$$M_U = 26971,2 \text{ kgm}$$

4.2.5.4 Penulangan Balok Lift

1. Penulangan Balok Penggantung Lift

Data Perencanaan:

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

Diameter Tulangan Balok longitudinal = 22 mm

Diameter tulangan sengkang = 10 mm

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$\text{cover} = 40 \text{ mm}$$

$$d = 400 - 40 - 10 - \frac{1}{2} 22 = 389 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0035$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} = 0,00395$$

diambil ρ_{\min} terbesar, sehingga $\rho_{\min} = 0,00395$

$$\beta_1 = 0,76$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = 11,76$$

Perhitungan Tulangan Lentur

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{26971,2 \cdot 10000}{0,9 \cdot 300 \cdot 387,5^2} = 6,60$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x Rn}{f_y}} \right) = 0,018$$

$$\rho > \rho_{\min}$$

$$0,018 > 0,00395$$

Sehingga digunakan $\rho = 0,018$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho b d \\ &= 0,018 \cdot 300 \cdot 389 \\ &= 2161,45 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = 2161,45 / 380,13 = 6 \text{ tulangan}$$

Maka dipasang tulangan 6D 22

Spasi bersih antar tulangan

Penulang Tulangan Geser

$$V_u = 95935,3 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 1/6 \sqrt{40} \cdot 300 \cdot 389 \\ &= 123012,6 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0,5 \cdot \Phi V_c &= 0,5 \cdot 0,9 \cdot 123012,6 \\ &= 55355,17 \text{ N} \end{aligned}$$

Persyaratan:

$$0,5 \phi V_c \leq V_u < \phi V_c \rightarrow \text{dipakai tulangan geser minimum}$$

$$S_{\max} < d/2 = 194,5 \text{ mm}$$

$$\text{Gunakan } S = 150 \text{ mm}$$

$$A_{v(\min)} = \frac{b_w \cdot S}{3 \cdot f_y} = \frac{300 (150)}{3 (400)} = 37,5 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

Dipasang D10-150 mm

Sehingga pada perencanaan penulangan balok penggantung lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser sebagai berikut:

Tulangan lentur : 6D22 mm
Tulangan geser : D10-150 mm

2. Perencanaan penulangan Balok Penumpu Lift

Dengan cara yang sama dan beban yang sama dengan balok penggantung lift, perencanaan penulangan balok penumpu lift didapatkan hasil penulangan sebagai berikut:

Tulangan lentur : 6D22 mm
Tulangan geser : D10-150 mm

4.3 PEMBEBANAN DAN ANALISA STRUKTUR

4.3.1 Umum

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 2847:2013, dan pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

4.3.2 Permodelan Struktur

Dalam perhitungan analisa beban gempa perlu suatu pemodelan struktur, struktur Gedung Apartemen Springwood dianalisa dengan menggunakan analisa respons dinamik.

4.3.2.1 Data Perencanaan

Data-data perencanaan pembebanan Gedung Apartemen Springwood yang digunakan adalah sebagai berikut:

Fungsi Bangunan	: Gedung Apartemen
Lokasi	: Surabaya
Kelas Situs	: SE (Tanah Lunak)
Kategori Resiko	: II
Mutu Beton (f'_c)	: 40 MPa
Mutu Baja (f_y)	: 400 MPa
Ketinggian Lantai	: 53 m
Beban Mati (PPIUG 1983)	
○ Berat sendiri beton bertulang	: 2400 Kg/m ³
○ Adukan finishing	: 21 Kg/m ³
○ Tegel	: 24 Kg/m ³
○ Dinding setengah bata merah	: 250 Kg/m ³
○ Plafond	: 11 Kg/m ³
○ Penggantung	: 7 Kg/m ³
○ Plumbing dan Ducting	: 25 Kg/m ³

Tabel 4.11 Koefisien Situs Fa

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE _R) terpetakan pada periode pendek, T=0,2 detik, S_z				
	$S_z \leq 0,25$	$S_z = 0,5$	$S_z = 0,75$	$S_z = 1,0$	$S_z \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS				

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_z dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Tabel 4.12 Koefisien Situs Fv

kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 < 0,1$	$S_1 = 2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

Sehingga dari data diatas dapat diperoleh:

$$F_a = 1,374$$

$$F_v = 3,012$$

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a \times S_s \quad (\text{SNI 1726:2012 Pers. 6.2 - 5}) \\ &= 1,374 \times 0,663 \\ &= 0,9109 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{M1} &= F_v \times S_1 \quad (\text{SNI 1726:2012 Pers. 6.2 - 6}) \\ &= 3,012 \times 0,247 \\ &= 0,7439 \end{aligned}$$

4.3.3.2 Parameter Kecepatan Spektral

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,9109 = 0,6073$$

(SNI 1726:2012 Pers. 6.2 - 7)

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,7439 = 0,4959$$

(SNI 1726:2012 Pers. 6.2 – 8)

4.3.3.3 Kategori Desain Seismik

Menurut SNI 1726:2012 kategori desain seismik dibagi berdasarkan tabel 4.10 dan 4.11

Tabel 4.13 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Pada Periode Pendek (SDS)

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 4.14 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Percepatan Pada Periode 1 detik (SD1)

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Tabel 4.15 Sistem Penahan Gaya Seismik

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) c					
				Kategori desain seismik					
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e	
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2%	2%	2%	TB	TB	10	TB	TB	
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2%	5	TB	TB	48	48	30	
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30	
C. Sistem rangka pemikul momen									
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB	
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5%	TB	TB	48	30	TI	
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4%	3	4	TB	TB	10 ^h	TI ^h	TI ⁱ	
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3%	3	3	TB	TB	TI ^h	TI ^h	TI ⁱ	
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB	
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4%	TB	TB	TI	TI	TI	
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2%	TB	TI	TI	TI	TI	
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB	

Untuk S_{DS} sebesar 0,6073 dan S_{D1} sebesar 0,4957 dan kategori resiko II kategori desain seismik tergolong kategori D. Untuk kategori D tipe Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

4.3.3.4 Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012 pasal 7.8.4.2, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa. Dalam permodelan di dalam program bantu, permodelan gempa dinamis arah X dan arah Y ditambahkan faktor eksentrisitas akibat bangunan tidak simetris sebesar 5%.

4.3.3.5 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)

$$T = T_a \times C_u$$

T_a = periode fundamental pendekatan

$$T_a = C_t \times (h_n)^x$$

Dimana :

H_n : ketinggian struktur = 53 m.

C_t & x : ditentukan dari table 15 SNI 1726:2012

Tabel 4.16 Koefisien C_u

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Tabel 4.17 Koefisien C_t dan α

Tipe Struktur	C_t	α
Sistem rangka pemikul momen dengan rangka menahan 100% gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa :		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bracing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bracing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Sehingga:

$$\begin{aligned}
 T_a &= C_t \times (h_n)^x \\
 &= 0,0466 \times (53)^{0,9} \\
 &= 1,6604 \text{ detik} \\
 T &= C_u \times T_a \\
 &= 1,4 \times 1,6604 \\
 &= 2,4248 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.18 Modal Period dan Frekuensi

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
Output Case	Step Type	Step Num	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	2,02435	0,49399	3,1038	9,6336
MODAL	Mode	2	1,79424	0,55734	3,5019	12,263
MODAL	Mode	3	1,74792	0,57211	3,5947	12,922
MODAL	Mode	4	0,67719	1,4767	9,2784	86,089

MODAL	Mode	5	0,60549	1,6516	10,377	107,68
MODAL	Mode	6	0,59491	1,6809	10,562	111,55
MODAL	Mode	7	0,38189	2,6185	16,453	270,69
MODAL	Mode	8	0,34527	2,8963	18,198	331,17
MODAL	Mode	9	0,34466	2,9014	18,23	332,33
MODAL	Mode	10	0,25762	3,8817	24,39	594,86
MODAL	Mode	11	0,24212	4,1301	25,95	673,42
MODAL	Mode	12	0,23454	4,2637	26,789	717,67
MODAL	Mode	13	0,23272	4,2971	26,999	728,96
MODAL	Mode	14	0,19038	5,2526	33,003	1089,2
MODAL	Mode	15	0,17925	5,5787	35,052	1228,6

T terbesar yang diperoleh dari SAP = 1,5298 detik, maka

$T_a < T_{sap} < C_u \cdot T_a$
 1,6604 detik < 2,024 detik < 2,3248 detik
 (OK)

4.3.3.6 Kontrol Gaya Geser Dasar (Base Shear)

Koefisien respons seismic C_s , harus sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2012 pasal 7.8.1.1

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

Dimana:

$$S_{DS} = 0,6073$$

$$S_{D1} = 0,49598$$

$$R = 8 \text{ (SRPMK, Tabel 9 SNI 1726:2012)}$$

$$I = 1 \text{ (Gedung Apartemen, Tabel 1 SNI 1726:2012)}$$

$$C_s = \frac{0,6073}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0759$$

Nilai C_s tidak lebih dari

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0,49598}{2,024 \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0306$$

Dan nilai C_s tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I > 0,01$$

$$C_s = 0,044 \times 0,6389 \times 1 > 0,01$$

$$C_s = 0,02672 > 0,01$$

Maka nilai C_s diambil 0,0306

Perhitungan Gaya Geser Dasar

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan diatas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 1726:2012.

Tabel 4.19 Pembebanan Tiap Lantai secara Manual

Lantai	Beban Mati (kg)	Beban Hidup (kg)
1	276.480	0
2	973790,4	182287,5
3	973790,4	182287,5
4	973790,4	182287,5
5	973790,4	182287,5
6	932318,4	182287,5
7	932318,4	182287,5
8	932318,4	182287,5
9	932318,4	182287,5
10	932318,4	182287,5
11	896376	182287,5
12	896376	182287,5

13	896376	182287,5
14	896376	182287,5
15	879.787	291.660
atap 1	582.982	87498
atap 2	22.392	3240
Total	13.903.898	2.752.136

Sehingga total berat gedung:

$$1WD + 0,41 WL = 15.032.273,96 \text{ kg}$$

Untuk reduksi beban hidup sesuai pasal 4.7,2 (SNI 1727:2013) dihitung dengan rumus :

$$L = Lo(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{KLL \cdot AT}})$$

Dimana :
 L = Beban hidup rencana tereduksi per m2
 Lo = Beban hidup rencana tanpa reduksi per m2
 KLL = Faktor elemen beban hidup
 AT = Luas tributari (m2)

Dengan ketentuan bebam hidup untuk bangunan dengan 2 lantai atau lebih L tidak boleh kurang dari 0,4Lo.

Tabel 4.20 Reaksi Beban Bangunan

TABLE: Base Reactions		
OutputCase	CaseType	GlobalFZ
Text	Text	Kgf
1d+0,41l	Combination	15028906,2

Perbedaan berat sebesar $0,02\% < 10\%$, sehingga analisa dengan program mendekati kebenaran.

$$V = Cs \times W$$

Dimana:

$$Cs = 0,0306$$

$$W = 15032273,96 \text{ kg}$$

Sehingga:

$$\begin{aligned}
 V &= 0,0306 \times 15032273,96 \\
 &= 460372,9 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85V/V_t$ (SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1).

Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu SAP didapatkan gaya geser dasar ragam (V_t) sebagai berikut :

Tabel 4.21 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	Kgf	Kgf
gempa x	LinRespSpec	Max	367232,3	64,26
gempa y	LinRespSpec	Max	64,26	318875,9

$$\begin{aligned}
 V &= 460372,9 \text{ kg} \\
 0,85 V &= 391316,96 \text{ kg} \\
 V_{xt} &= 367232,3 \text{ kg} \\
 V_{yt} &= 318875,9 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Maka:

Untuk arah x,

$$\begin{aligned}
 V_{xt} &> 0,85 V \\
 367232,3 \text{ kg} &< 391316,96 \text{ kg (NOT OK)}
 \end{aligned}$$

Untuk arah y,

$$\begin{aligned}
 V_{yt} &> 0,85 V \\
 318875,9 \text{ kg} &< 391316,96 \text{ kg (NOT OK)}
 \end{aligned}$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa

rencana struktur gedung dari hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala sebesar $0,85 V/V_t$

Arah x :

$$\frac{0,85 \cdot V}{V_{xt}} = \frac{391316,96}{367232,3} = 1,066$$

Arah y :

$$\frac{0,85 \cdot V}{V_{yt}} = \frac{391316,96}{318875,9} = 1,228$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh di atas pada scale factor untuk Define Respons Spectra. Kemudian dilakukan running ulang pada program analisis. Hasil dari running ulang tersebut adalah :

Tabel 4.22 Reaksi Gempa Arah X dan Y setelah fakto
dimasukan

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	Kgf	Kgf
gempa x	LinRespSpec	Max	391469,6	68,5
gempa y	LinRespSpec	Max	78,91	391579,6

$V = 460372,9 \text{ kg}$

$0,85 V = 391316,96 \text{ kg}$

$V_{xt} = 391469,63 \text{ kg}$

$V_{yt} = 391579,62 \text{ kg}$

Maka:

Untuk arah x,

$V_{xt} > 0,85 V$

391469,63 kg > 391316,96 kg (OK)

Untuk arah y,

Vyt > 0,85 V

391579,62 kg > 391316,96 kg (OK)

Setelah hasil running dari SAP didapatkan hasil seperti diatas, sehingga memnuhi persyaratan SNI 1276:2012 pasal 7.9.4.1.

Partisipasi Massa

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.1 menyebutkan bahwa analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit 90 persen dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal orthogonal dari respons yang ditinjau oleh model. Pada tabel berikut menunjukan besarnya partisipasi massa yang didapat dari hasil permodelan.

Tabel 4.23 Partisipasi Massa

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,9828	97,4304
MODAL	Acceleration	UY	99,9917	97,9043
MODAL	Acceleration	UZ	9,4719	4,068

Berdasarkan tabel 4.20 partisipasi massa dalam arah x dan y yang ditinjau dari respons spectrum menunjukan lebih besar daripada 90 persen, sehingga memenuhi persyaratan.

4.3.3.7 Kontrol Drift (Simpangan antar Lantai)

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana.

Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan.

Nilai dari simpangan antar lantai ini dihitung dengan aplikasi program bantu struktur yang selanjutnya batasan simpangan dinyatakan dengan perumusan seperti berikut ini:

Untuk kontrol drift pada SNI 1726:2012, dirumuskan sebagai berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{XE}}{I}$$

Dimana:

δ_x = defleksi pada lantai ke-x

C_d = faktor pembesaran defleksi (=5,5) (SNI tabel 9)

I = faktor keutamaan gedung (= 1)

Tabel 4.24 Simpangan Ijin Antar Lantai

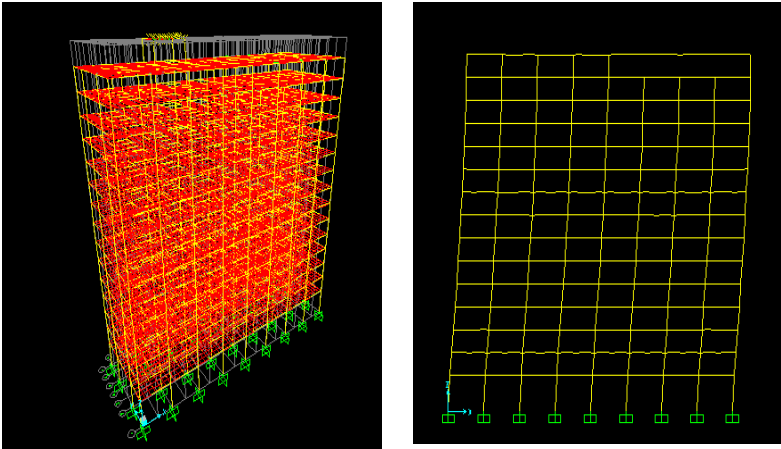
Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025 h_{sx}$ ^c	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^a	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$

Untuk sistem struktur rangka pemikul momen khusus, drift dibatasi sebesar:

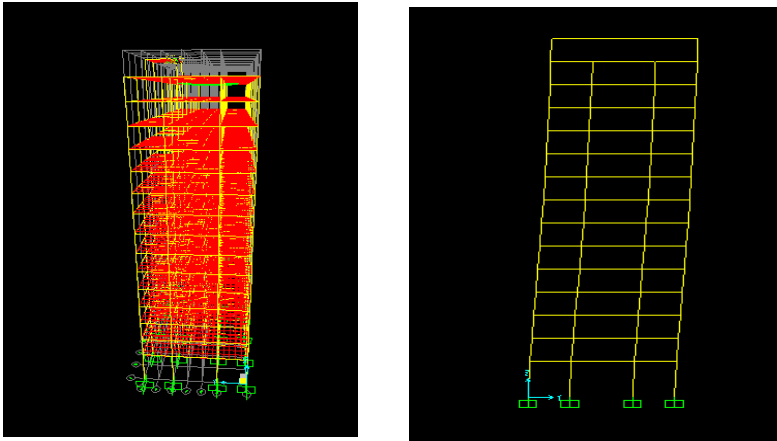
Lantai 1-atap

$$\begin{aligned}\Delta &= 0,020.h_{sx} \\ &= 0,020.3200 \\ &= 64 \text{ mm} = 0,064 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta &= 0,020.h_{sx} \\ &= 0,020.5000 \\ &= 100 \text{ mm} - 0,1 \text{ m}\end{aligned}$$



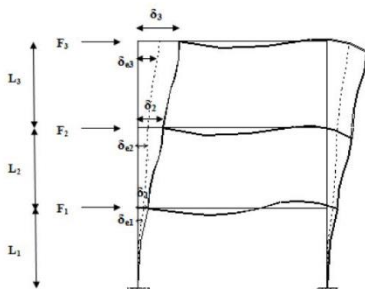
Gambar 4.14 Simpangan Arah X



Gambar 4.15 Simpangan Arah Y

perhitungan simpangan lantai 1: $\Delta 1 = \delta 1$

perhitungan simpangan lantai 2-keatas: $\Delta 2 = (\delta 2 - \delta 1)Cd/I$



Gambar 4.16 Penentuan Simpangan Antar Lantai

Tabel 4.25 Kinerja Struktur akibat Beban Gempa Dinamik Arah X

Tingkat	hi	δ_{xe}	δ_x	Drift (Δs)	Syarat Δs	ket
	m	m	m	m	m	
atap 2	3,2	0,031226	0,172	0,001	0,064	OK
atap	3,2	0,031005	0,171	0,003	0,064	OK
15	3,2	0,030522	0,168	0,004	0,064	OK
14	3,2	0,02973	0,164	0,006	0,064	OK
13	3,2	0,028592	0,157	0,008	0,064	OK
12	3,2	0,027123	0,149	0,010	0,064	OK
11	3,2	0,025335	0,139	0,010	0,064	OK
10	3,2	0,023506	0,129	0,011	0,064	OK
9	3,2	0,021455	0,118	0,012	0,064	OK
8	3,2	0,019188	0,106	0,014	0,064	OK
7	3,2	0,016717	0,092	0,015	0,064	OK
6	3,2	0,014048	0,077	0,015	0,064	OK

5	3,2	0,011407	0,063	0,015	0,064	OK
4	3,2	0,008649	0,048	0,016	0,064	OK
3	3,2	0,005822	0,032	0,015	0,064	OK
2	5	0,003046	0,017	0,017	0,1	OK
1	0	0	0,000	0,000	0	OK

Tabel 4.26 Kinerja Struktur akibat Beban Gempa Dinamik
Arah Y

Tingkat	hi	δ_{ye}	δ_y	Drift (Δ_s)	Syarat Δ_s	ket
	m	m	m	m	m	
atap 2	3,2	0,042966	0,236	0,004	0,064	OK
atap	3,2	0,042178	0,232	0,005	0,064	OK
15	3,2	0,041207	0,227	0,007	0,064	OK
14	3,2	0,039861	0,219	0,010	0,064	OK
13	3,2	0,038093	0,210	0,012	0,064	OK
12	3,2	0,035925	0,198	0,014	0,064	OK
11	3,2	0,03339	0,184	0,014	0,064	OK
10	3,2	0,030771	0,169	0,016	0,064	OK
9	3,2	0,027912	0,154	0,017	0,064	OK
8	3,2	0,024808	0,136	0,018	0,064	OK
7	3,2	0,02147	0,118	0,020	0,064	OK
6	3,2	0,017917	0,099	0,020	0,064	OK
5	3,2	0,014368	0,079	0,020	0,064	OK
4	3,2	0,010717	0,059	0,020	0,064	OK
3	3,2	0,007044	0,039	0,019	0,064	OK
2	5	0,003532	0,019	0,019	0,1	OK
1	0	0	0,000	0,000	0	OK

Simpangan yang terjadi didapat dari hasil program bantu SAP 2000. Berdasarkan persyaratan besarnya kinerja layan yang terjadi pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.3, yaitu:

$$\Delta n = (\delta_2 - \delta_1)Cd/I < \Delta a$$

Sehingga berdasarkan Tabel 4.22 dan Tabel 4.23 simpangan yang terjadi searah sumbu X dan Sumbu Y memenuhi persyaratan tersebut.

4.3.3.8 Eksentrisitas Pusat Kekakuan dan Pusat Massa

Eksentrisitas terjadi karena pusat kekakuan dan pusat massa pada gedung tidak berimpit, dengan adanya hal ini mengakibatkan gedung akan mengalami momen torsi yang mengakibatkan gedung mengalami puntir

Pusat massa adalah letak titik tangkap resultan beban mati dan beban hidup yang sesuai dengan beban pada lantai tingkat tersebut. Sedangkan pusat kekakuan adalah titik dimana pada suatu lantai tersebut, lantai tingkat tersebut tidak mengalami rotasi tetapi hanya mengalami geser

Tabel 4.27 Koordinat Pusat Massa dan Pusat Kekakuan

Lantai	Koordinat titik				Eksentrisitas Asli
	Pusat Kekakuan		Pusat Massa		
	X	Y	X	Y	
1	24	7,9	24,19518	7,673349	0,299108
2	24	7,9	24,19518	7,673349	0,299108
3	24	7,9	24,19518	7,673349	0,299108
4	24	7,9	24,19518	7,673349	0,299108
5	24	7,9	24,19518	7,673349	0,299108
6	24	7,9	24,19518	7,673349	0,299108
7	24	7,9	24,19518	7,673349	0,299108

8	24	7,9	24,19518	7,673349	0,299108
9	24	7,9	24,19518	7,673349	0,299108
10	24	7,9	24,19518	7,673349	0,299108
11	24	7,9	24,19518	7,673349	0,299108
12	24	7,9	24,19518	7,673349	0,299108
13	24	7,9	24,19518	7,673349	0,299108
14	24	7,9	24,19518	7,673349	0,299108
15	24	7,9	24,19518	7,673349	0,299108
atap	21,6	7,9	24,16436	7,780176	2,567158
atap 2	15	13,55	15	13,55	0

Menurut SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.4.2 antara pusat massa dan pusat kekakuan lantai tingkat harus ditinjau eksentrisitas rencana (e), yaitu eksentrisitas ditambah dengan eksentrisitas tak terduga sebesar 5% dari ukuran maksimum bangunan tegak lurus. Sehingga, koordinat baru pusat massa setelah ditambah dengan eksentrisitas rencana adalah sebagai berikut:

Tabel 4.28 Koordinat Pusat Massa setelah Pergeseran

Lantai	Hx	Hy	Ex	Ey	Pusat massa baru		Eksentrisitas Baru
					X	Y	
1	48	15,8	2,4	0,79	26,59518	6,883349	2,78721
2	48	15,8	2,4	0,79	26,59518	6,883349	2,78721
3	48	15,8	2,4	0,79	26,59518	6,883349	2,78721
4	48	15,8	2,4	0,79	26,59518	6,883349	2,78721
5	48	15,8	2,4	0,79	26,59518	6,883349	2,78721
6	48	15,8	2,4	0,79	26,59518	6,883349	2,78721
7	48	15,8	2,4	0,79	26,59518	6,883349	2,78721

8	48	15,8	2,4	0,79	26,59518	6,883349	2,78721
9	48	15,8	2,4	0,79	26,59518	6,883349	2,78721
10	48	15,8	2,4	0,79	26,59518	6,883349	2,78721
11	48	15,8	2,4	0,79	26,59518	6,883349	2,78721
12	48	15,8	2,4	0,79	26,59518	6,883349	2,78721
13	48	15,8	2,4	0,79	26,59518	6,883349	2,78721
14	48	15,8	2,4	0,79	26,59518	6,883349	2,78721
15	48	15,8	2,4	0,79	26,59518	6,883349	2,78721
atap	48	15,8	2,4	0,79	26,56436	6,990176	5,047044
atap 2	6	4,5	0,3	0,225	15,3	13,325	0,375

Struktur yang dirancang dengan kategori desain seismik C, D, E dan F harus memperhitungkan mengalikan momen dimasing-masing tingkat dengan pembesaran torsi (A_x), dengan menggunakan persamaan :

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2\delta_{avg}} \right)^2$$

Dimana:

δ_{max} = perpindahan maksimum ditingkat X dengan mengasumsikan $A_x = 1$

δ_{vg} = rata-rata perpindahan di titik-titik terjauh struktur ditingkat X dengan mengasumsikan $A_x = 1$

Faktor pembesaran torsi tidak boleh melebihi 3.0

Tabel 4.30 Perbesaran Torsi Arah Y

1	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Tingkat	$\delta y_e a$	$\delta y_e b$	δy_a	δy_b	δy_{avg}	δy_{max}	$1,2 \delta y_{avg}$	Ay a	Ay b
	m	m	m	m					
Atap 2	0,044	0,044	0,24	0,24	0,24	0,24	0,288186	0,834	0,695
Atap 1	0,043	0,043	0,237	0,235	0,236	0,237	0,28314	0,837	0,7
15	0,042	0,042	0,231	0,23	0,23	0,231	0,276593	0,836	0,698
14	0,041	0,04	0,224	0,222	0,223	0,224	0,267551	0,836	0,698
13	0,039	0,039	0,214	0,212	0,213	0,214	0,255664	0,836	0,698
12	0,037	0,036	0,201	0,2	0,201	0,201	0,241105	0,836	0,698
11	0,034	0,034	0,187	0,186	0,187	0,187	0,2241	0,836	0,699
10	0,031	0,031	0,173	0,172	0,172	0,173	0,206504	0,836	0,699
9	0,028	0,028	0,157	0,156	0,156	0,157	0,187301	0,836	0,699
8	0,025	0,025	0,139	0,138	0,139	0,139	0,166462	0,836	0,699
7	0,022	0,022	0,12	0,12	0,12	0,12	0,144062	0,836	0,699
6	0,018	0,018	0,101	0,1	0,1	0,101	0,120226	0,836	0,699
5	0,015	0,015	0,081	0,08	0,08	0,081	0,096386	0,836	0,699
4	0,011	0,011	0,06	0,06	0,06	0,06	0,071867	0,836	0,7
3	0,007	0,007	0,039	0,039	0,039	0,039	0,047174	0,837	0,7
2	0,004	0,004	0,02	0,02	0,02	0,02	0,023579	0,837	0,7
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Dikarenakan nilai dari perbesaran Torsi kurang dari 1, maka perbesaran torsi tidak mempengaruhi.

4.4 PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA PRATEGANG

4.4.1 Umum

Perencanaan beton prategang dilakukan pada lantai 15, pada lantai 15 terdapat 3 buah balok prategang, gedung Apartemen Springwood Surabaya. Karena pada lantai tersebut membutuhkan ruangan dengan luas yang efektif tanpa adanya kolom. Sehingga jumlah balok prategang yang terdapat dalam modifikasi perncanaan gedung ini adalah 3 balok.

Pada perencanaan ini metode yang digunakan pada balok prategang adalah metode pasca tarik (*post-tension*). Dan metode pengecoran yang digunakan adalah monolit dengan kolom.

Berdasarkan SNI 2847:2013, pasal. 21.5.2.5, tendon prategang diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif. Maka konstruksi beton prategang ini didesain menerima gaya gravitasi dan 25% beban gempa.

4.4.2 Data perencanaan

Berikut ini adalah data perencanaan dari balok prategang:

- Panjang bentang = 15,8 m
- Dimensi balok prategang = 45/80 cm
- Mutu beton balok prategang ($f'c$) = 40 MPa
- Mutu beton Pelat lantai ($f'c$) = 40 MPa
- Selimut beton balok prategang (d') = 50 mm
- Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu curing 14 hari, sehingga nilai f_{ci} dihitung dengan cara sebagai berikut (acuan koefisien berdasarkan PBI) :

$$f_{ci} = 0,88 \times 40 = 35,2 \text{ MPa}$$
- Untuk tebal pelat yang digunakan adalah 12 cm

4.4.3 Mencari Lebar Efektif

Perhitungan lebar efektif berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 8.12.2, dimana lebar efektif sayap balok T tidak melebihi ketentuan sebagai berikut:

- delapan kali tebal pelat
 - setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan
- sehingga perhitungan lebar efektif sebagai berikut:

$$b_{eff} = \frac{L}{4} = \frac{15,8}{4} = 3,95m = 3950 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = b + (8tf) = 45 + (8 \times 12) = 1,41m = 1410 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = \frac{1}{2} (L - b) = \frac{1}{2} (15,8 - 0,45) = 7,6 \text{ m} = 7600 \text{ mm}$$

Sehingga besar lebar efektif yang digunakan adalah nilai terkecil dari persyaratan tersebut yaitu sebesar 1410 mm.

4.4.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton

a. Tegangan ijin baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut:

1. Tegangan ijin akibat gaya pengangkur tendon $0.94 f_{py}$, tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari $0.8 f_{pu}$ dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon prategang atau perangkat angkur. (SNI 2847:2013 Ps.18.5.1).
2. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya prategang $0.70 f_{pu}$ (SNI 2847:2013 Ps.18.5.1).

Namun berdasarkan T.Y Lin dan Burns perumusan diatas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya prategang.

b. Tegangan ijin beton tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut:

1. Segera setelah peralihan gaya prategang (sebelum kehilangan), tegangan serat terluar memiliki nilai sebagai berikut:

- Tegangan tekan : $0.60 f_{ci}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)
 $\sigma_{tk} = 0,6 \times f_{ci} = 0,6 \times 35,2 = 21,12 \text{ MPa}$
- Tegangan tarik terluar direncanakan untuk tidak dapat terjadi retak, sehingga diklasifikasikan sebagai kelas T :
 $\sigma_{tr} = f_t > 0,5\sqrt{f_{ci}}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)
 $\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{35,2} = 2,97 \text{ MPa}$
- Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $0,70 f_{ci}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 b)
 $\sigma_{tk} = 0,7 \times f_{ci} = 0,7 \times 35,2 = 24,64 \text{ MPa}$
- Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $0,5 \sqrt{f'_{ci}}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 c)
 $\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f'_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{35,2} = 2,97 \text{ MPa}$

2. Pada kondisi beban layan (setelah terjadi kehilangan prategang)

- Tegangan tekan : $0,45 f'_c$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.2.)
 $\sigma_{tk} = 0,45 \times f'_c = 0,45 \times 40 = 18 \text{ MPa}$
- Tegangan tarik (SNI 2847:2013 pasal 18.3.3)
 Kelas T = $0,62\sqrt{f'_c} < ft \leq \sqrt{f'_c}$
 $= 0,62\sqrt{40} < ft \leq \sqrt{40}$
 $= 3,92 < ft \leq 6,32 \text{ MPa}$

Dimana :

f_{pu} = kuat tarik tendon prategang yang diisyaratkan, MPa

f_{py} = kuat leleh tendon prategang yang diisyaratkan, MPa

f_c = kuat tekan beton saat pemberian prategang awal, MPa

f_{ci} = kuat tekan beton yang diisyaratkan, MPa

4.4.5 Perhitungan pembebanan

Perhitungan pembebanan dilakukan dalam 2 tahapan, yaitu:

- Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya prategang saat struktur kantilever terdiri dari balok prategang dan balok melintang. Tahap ini terdiri dari :

- a. Sebelum diberi gaya prategang
- b. Pada saat diberi gaya prategang
- c. Pada saat peralihan gaya prategang

- Tahap Akhir

Merupakan tahap dimana beban mati tambahan dan beban hidup telah bekerja pada struktur (Lin & Burns, 1996).

Beban mati :

- Berat Pelat

$$\begin{aligned} q_d &= \gamma_{beton} \times b_{eff} \times t_{pelat} \\ &= 2400 \times 1,41 \times 0,12 \\ &= 406,08 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Berat Sendiri Balok

$$\begin{aligned} q_d &= \gamma_{beton} \times b_{balok} \times h_{balok} \\ &= 2400 \times 0,45 \times 0,8 \\ &= 864 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Beban hidup

- Beban hidup ruang perkantoran berdasarkan SNI 1727:2013

$$q = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$q = q \times b_{eff} = 240 \times 1,41 = 338,4 \text{ kg/m}$$

4.4.6 Penentuan Gaya Prategang Awal

4.4.6.1 Analisa Penampang Global

Penampang balok prategang menjadi penampang balok-T, karena ada pelat lantai. Mutu bahan antara pelat dan balok prategang sama, sehingga tidak perlu disamakan terlebih dahulu lebar efektifnya.

Dimensi penampang

Tebal pelat= 12 cm

$$A_{\text{pelat}} = \frac{b_{\text{eff}} \times t_f}{n} = \frac{141 \times 12}{1} = 1692 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{balok}} = b \times (h - t_f) = 45 \times (80 - 12) = 3060 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total}} = A_{\text{pelat}} + A_{\text{balok}} = 1692 + 3060 = 4752 \text{ cm}^2$$

$$c = (h - t_f)/2 + t_f = (80 - 12)/2 + 12 = 46 \text{ cm}$$

$$y_a = \frac{A_{\text{pelat}} \times \frac{t_f}{2} + A_{\text{balok}} \times c}{A_{\text{total}}} = \frac{1692 \times \frac{12}{2} + 3060 \times 46}{4752} = 31,758 \text{ cm}$$

$$y_b = h - y_a = 80 - 31,758 = 48,242 \text{ cm}$$

$$d_a = y_a - t_f/2 = 31,758 - 12/2 = 25,758 \text{ cm}$$

$$d_b = y_b - [(h - t_f)/2] = 48,242 - [(80 - 12)/2] = 14,242 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{b \times h^3}{12} + (A_{\text{balok}} \times d_b^2) + \frac{b \times t^3}{12} + (A_{\text{pelat}} \times d_a^2) \\ = 2942687 \text{ cm}^4$$

$$W_a = \frac{I_x}{y_a} = 92660,02 \text{ cm}^3$$

$$W_b = \frac{I_x}{y_b} = 60998,65 \text{ cm}^3$$

$$K_a = \frac{W_b}{A_{\text{total}}} = 12,836 \text{ cm}$$

$$K_b = \frac{W_a}{A_{\text{total}}} = 19,499 \text{ cm}$$

4.4.6.2 Gaya Prategang Awal (F_o)

Pada perencanaan struktur balok prategang gedung Apartemen Springwood ini, gaya prategang awal (F_o) direncanakan sebesar 1500 kN.

Kemudian, dilakukan kontrol tegangan pada setiap kondisi yaitu, pada saat kondisi transfer dan beban layan di setiap lantainya.

Tegangan pada beton yang diijinkan:

- Pada saat transfer ditengah bentang
 Tarik Ijin = 2,97 MPa
 Tekan Ijin = -21,12MPa
- Pada saat transfer ditumpuan
 Tarik Ijin = 2,97 MPa
 Tekan Ijin = -24,64 MPa
- Pada saat beban layan
 Tarik ijin = sesuai kelas T = $3,92 < f_t \leq 6,32 \text{ MPa}$
 Tekan ijin = -18 MPa

Direncanakan eksentrisitas sebagai berikut :

Eksentrisitas di tumpuan = 158,36 mm (diatas cgc)

Eksentrisitas di tengah bentang = 332,42 mm (dibawah cgc)

Perhitungan kontrol salah satu lantai (lantai 7)

Pada saat transfer (akibat 1D):

M lapangan = 534,0552 kN

M tumpuan = -644,0924 kN

Tumpuan:

Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_a} - \frac{M_g}{W_a}$$

$$-24,64 \leq -\frac{1500000}{475200} + \frac{1500000 \times (-158,36)}{92660020} - \frac{-644092400}{92660020}$$

$$-24,64 \leq 1,23 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b}$$

$$2,97 \geq -\frac{1500000}{475200} - \frac{1500000 \times (-158,36)}{60998650} + \frac{-644092400}{60998650}$$

$$2,97 \geq -9,82 \text{ MPa (OK)}$$

Tengah bentang:

Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_a} - \frac{M_g}{W_a}$$

$$2,97 \geq -\frac{1500000}{475200} + \frac{1500000 \times (332,42)}{92660020} - \frac{534055200}{92660020}$$

$$2,97 \geq -3,54 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b}$$

$$-21,12 \leq -\frac{1500000}{475200} - \frac{1500000 \times (332,42)}{60998650} + \frac{534055200}{60998650}$$

$$-21,12 \leq -2,58 \text{ MPa (OK)}$$

Pada saat beban layan (akibat 1D + 1L):

M lapangan = 620,1814 kNm

M tumpuan = -751,5687 kNm

Diasumsikan kehilangan prategang 20 %

$F = 0,8 \times F_o = 0,8 \times 1500 = 1200 \text{ kN}$

Tumpuan:

Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a}$$

$$6,325 \geq -\frac{1200000}{475200} + \frac{1200000 \times (-158,36)}{92660020} - \frac{-751568700}{92660020}$$

$$6,325 \geq 3,535 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b}$$

$$-18 \leq -\frac{1200000}{475200} - \frac{1200000 \times (-158,36)}{60998650} + \frac{-751568700}{60998650}$$

$$-18 \leq -11,73 \text{ MPa (OK)}$$

Tengah bentang:

Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M_g}{W_a}$$

$$-18 \leq -\frac{1200000}{475200} + \frac{1200000 \times (332,42)}{92660020} - \frac{620181400}{92660020}$$

$$-18 \leq -4,91 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b}$$

$$6,325 \geq -\frac{1200000}{475200} - \frac{1200000 \times (332,42)}{60998650} + \frac{620181400}{60998650}$$

$$6,325 \geq 1,10 \text{ MPa (OK)}$$

Dengan cara yang sama dilakukan kontrol tegangan di setiap lantai. Hasil kontrol pada setiap lantai memenuhi persyaratan tegangan ijin.

4.4.6.3 Penentuan Tendon yang digunakan

penentuan tendon yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Gunakan tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$ (strand stress-relieved)
- $f_{p_{\max}} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ Mpa}$
- Luas tendon yang diperlukan ialah:

$$A_{perlu} = \frac{F_o}{f_{p_{\max}}} = \frac{1500000}{1395} = 1075,27 \text{ mm}^2$$

- Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari multistrand post-tensioning, dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Tendon unit : 5-12
- Jumlah strand : 11
- *Minimum breaking load* : 2020 kN
- Diameter strand : 12,7 mm
- Jumlah tendon : 1
- Luas tendon yang digunakan

$$A_{pakai} = \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \pi 12,7^2 \times 10 = 1266,77 \text{ mm}^2$$

Maka spesifikasi tendon yang digunakan terpenuhi, karena $A_{pakai} > A_{perlu} \dots(\text{OK})$

Nilai tegangan pakai :

$$f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{1500000}{1266,77} = 1184,11 \text{ Mpa}$$

4.4.6.4 Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan prategang adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon saat tertentu dibanding pada saat stressing. Kehilangan prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

- a. Kehilangan Segera (kehilangan langsung)
Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada pada komponen balok prategang. Kehilangan secara langsung terdiri dari :

1. Kehilangan akibat slip angker (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.a)

Kehilangan akibat pengangkuran/slip angkur terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya prategang dialihkan ke angkur.

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat pengangkuran.

Cek apakah kehilangan prategang akibat pengangkuran berpengaruh sampai ke tengah bentang :

$$x = \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{pakai} \times (\mu \frac{\alpha}{L} + K)}}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

$g = 2,5 \text{ mm}$

$f_{pakai} = 1255,88 \text{ MPa}$

$\mu = 0,25$ (wire strand tendon)

$K = 0,0049$ (wire strand tendon)

$f = 851,15 \text{ mm}$

$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon } (8f/L) = 0,24$

$L = 25 \text{ m}$

Sehingga diperoleh nilai dari $x = 293,44 \text{ mm} = 0,29344 \text{ m}$. Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan kantilever $x < 7,9 \text{ m}$, maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi.

2. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.b)

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

3. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2)

Perhitungan kehilangan prategang diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja prategang saat proses pemberian gaya prategang. Kehilangan prategang akibat gesekan (wobble effect) dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$F_{pf} = F_i \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$\mu = 0,25$ (*wire strand tendon*)

$K = 0,0049$ (*wire strand tendon*)

$\alpha =$ sudut kelengkungan tendon ($8y/L$) = 0,24

$L = 25 \text{ m}$

Nilai $F_{pf} = 0,86 F_o = 1304,794 \text{ kN}$

$\Delta F_{pf} = 1500 - 1304,794 = 195,2061 \text{ kN}$

$$\Delta f_{pf} = \frac{195206}{1266,77} = 154,09 \text{ Mpa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat gesekan ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{154,09}{1184,11} = 6,505 \%$$

4. Akibat Kekekangan kolom

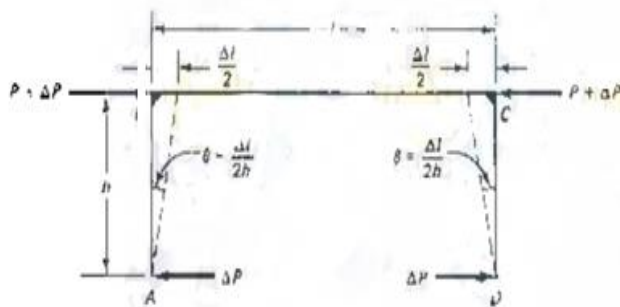
Beton prategang dengan desain cor monolit harus diperhatikan kehilangan prategang akibat kekekangan kolom. Hal ini terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekauan kolom. Gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom

menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya jacking yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya prategang karena sebagian gaya prategang yang diberikan digunakan mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok prategang maka semakin besar gaya prategang yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking. Hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi. Sebaliknya jika kolom didesain tidak kaku maka gaya prategang yang hilang semakin kecil serta momen yang diterima kolom juga berkurang.

Pada perencanaan balok prategang yang dicor monolit disetiap lantai, momen yang terjadi akibat kekekangan saat jacking pada lantai 15 merupakan hasil akumulatif dari lantai-lantai di atasnya. Sehingga kehilangan terbesar terjadi pada lantai 15.

Besarnya momen yang terjadi pada lantai dasar akibat jacking di lantai dasar didapat dari program bantu SAP 2000, sehingga didapat momen sebagai berikut:



Gambar 4.17 Kehilangan Prategang akibat Kolom

$$M_A = 15,5369 \text{ kNm} = 15536,9 \text{ Nm}$$

$$M_B = -15,702 \text{ kNm} = -15702 \text{ Nm}$$

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{lv} = \frac{15536,9 - (-15702)}{3,2} = 9762,16 \text{ N}$$

$$\Delta f_p = \frac{\Delta P}{A_{pakai}} = \frac{9762,16}{1266,77} = 7,71 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pf} = \frac{7,71}{1184,11} = 0,651 \%$$

- b. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya prategang), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut :

1. Kehilangan akibat rangkak (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.c

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat rangkak :

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}]$$

Dimana :

$$K_{cr} = 1 \text{ untuk metode pasca-tarik}$$

$f_{c_{ds}}$ = tegangan beton di daerah c.g.s. akibat seluruh beban mati pada struktur setelah diberi gaya prategang

$f_{c_{ir}}$ = tegangan beton di daerah c.g.s. akibat gaya awal prategang

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 4700 \times 40^{0,5} = 29725,41 \text{ Mpa}$$

$$f_{c_{ir}} = \sigma_t \leq \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{Wb} - \frac{M_g}{Wb}$$

$$f_{c_{ir}} = \left(\frac{1500000}{475200} + \frac{1500000 \times 332,42}{60998650} \right) = 11,33 \text{ MPa}$$

$$f_{c_{ds}} = \left(\frac{534055200}{60998650} \right) = 8,76 \text{ MPa}$$

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}] = 17,29 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat rangkak ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{17,29}{1184,11} = 1,46 \%$$

2. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.d)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat susut :

$$SH = (8,2 \times 10^{-6}) K_{SH}.E_s[1-0,00236(v/s)].[100-RH]$$

RH = 80% (untuk kota Surabaya)

$$K_{sh} = 0,77 \text{ (7 hari)}$$

v/s = luas penampang beton/ keliling penampang beton

$$= \frac{475200}{4420} = 10,75 \text{ cm}$$

$$n = E_s/E_c = 6,72$$

$$SH = 3,53 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat susut ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{3,53}{1184,11} = 0,3\%$$

3. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.e)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat relaksasi baja.

$$RE = [K_{re}-J(SH+CR+ES)]*C$$

Perumusan yang digunakan ini ialah perumusan yang digunakan oleh komisi PCI untuk menyelesaikan serangkaian permasalahan akibat relaksasi baja

$$K_{re} = 138 \text{ MPa (strand stress relieved)}$$

$$J = 0,15$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1184,11}{1860} = 0,63, \text{ sehingga diambil nilai } C \text{ ialah sebagai}$$

berikut

$$C = 0,67$$

$$RE = 90,37 \text{ Mpa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat relaksasi baja ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{90,37}{1184,11} = 7,63\%$$

Total kehilangan prategang ialah

$$6,505\% + 0,65\% + 1,46\% + 0,3\% + 7,63\% = 16,55\%$$

4.4.6.5 Kontrol gaya prategang setelah kehilangan

Besar gaya prategang yang terjadi setelah kehilangan prategang adalah sebesar berikut:

$$F = \frac{100-16,55}{100} \times 1500 = 1251,808 \text{ kN}$$

Berdasarkan Gambar 4.17 dan 4.18 diperlihatkan distribusi tegangan untuk berbagai tahap pembebanan. Pembahasannya adalah sebagai berikut:

- (a) Tegangan akibat gaya prategang awal (F_o) dan berat sendiri balok prategang.

Pada tumpuan:

$$\text{Serat atas: } -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_a} - \frac{M_g}{W_a} = 1,23 \text{ Mpa} \geq -24,64 \text{ Mpa (OK)}$$

$$\text{Serat bawah: } -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b} = -9,82 \text{ Mpa} \leq 2,97 \text{ Mpa (OK)}$$

Pada tengah bentang:

$$\text{Serat atas: } -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_a} - \frac{M_g}{W_a} = -3,54 \text{ Mpa} \leq 2,97 \text{ Mpa (OK)}$$

$$\text{Serat bawah: } -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b} = -2,58 \text{ Mpa} \geq -21,12 \text{ Mpa (OK)}$$

- (b) Tegang setelah terjadi kehilangan gaya prategang, gaya prategang efektif, berat sendiri balok prategang dan akibat berat beban mati tambahan dan beban hidup

Pada tumpuan:

$$\text{Serat atas: } -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a} = 3,34 \text{ Mpa} \leq 6,325 \text{ Mpa (OK)}$$

$$\text{Serat bawah: } -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M}{W_b} = -11,71 \text{ Mpa} \geq -18 \text{ Mpa (OK)}$$

Pada tengah bentang:

$$\text{Serat atas: } -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a} = -4,84 \text{ Mpa} \geq -18 \text{ Mpa (OK)}$$

$$\text{Serat bawah: } -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M}{W_b} = 0,71 \text{ Mpa} \leq 6,325 \text{ Mpa (OK)}$$

- (c) Tegangan akibat berat sendiri balok dan pelat, beban mati tambahan, beban hidup dan gempa (saat beban hidup 100%)

$$\text{Serat atas: } -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a} = 3,172 \text{ Mpa} \leq 6,325 \text{ Mpa (OK)}$$

$$\text{Serat bawah: } -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a} = -11,45 \text{ Mpa} \geq -18 \text{ Mpa (OK)}$$

Pada tengah bentang:

$$\text{Serat atas: } -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a} = -3,72 \text{ Mpa} \geq -18 \text{ Mpa (OK)}$$

$$\text{Serat bawah: } -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a} = -0,98 \text{ Mpa} \leq 6,325 \text{ Mpa (OK)}$$

- (d) Tegangan akibat berat sendiri balok dan pelat, beban mati tambahan, beban hidup dan gempa (saat beban hidup 30%)

Pada tumpuan:

$$\text{Serat atas: } -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a} = 2,543 \text{ Mpa} \leq 6,32 \text{ Mpa (OK)}$$

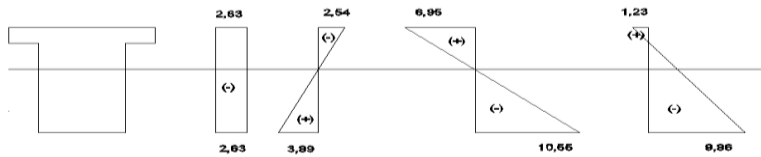
$$\text{Serat bawah: } -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a} = -10,50 \text{ Mpa} \geq -18 \text{ Mpa (OK)}$$

Pada tengah bentang:

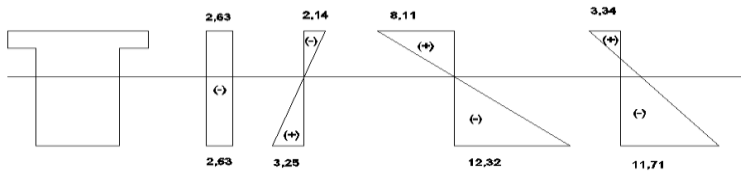
$$\text{Serat atas: } -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a} = -4,19 \text{ Mpa} \geq -18 \text{ Mpa (OK)}$$

$$\text{Serat bawah: } -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a} = -0,27 \text{ Mpa} \leq 6,325 \text{ Mpa (OK)}$$

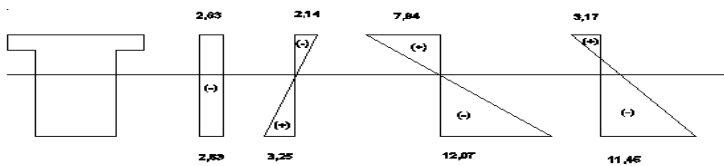
tumpuan akibat 1d



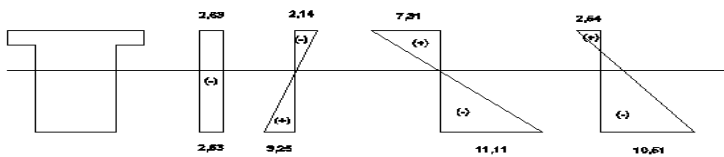
tumpuan akibat 1d + 1l



tumpuan kiri akibat 1d + 1l + 0,25%(1ex+0,3ey)

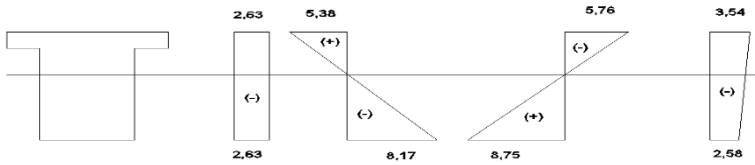


tumpuan kiri akibat 1d + 0,3l + 0,25%(1ex+0,3ey)

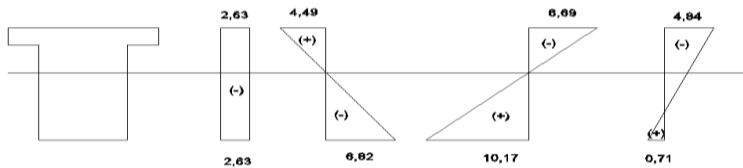


Gambar 4.18 Diagram Tegangan pada Tumpuan

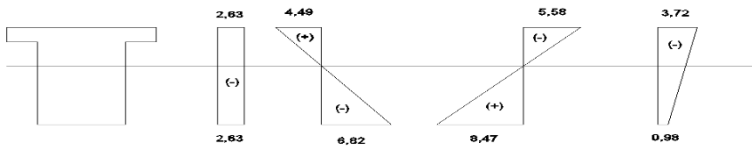
tengah bentang akibat 1d



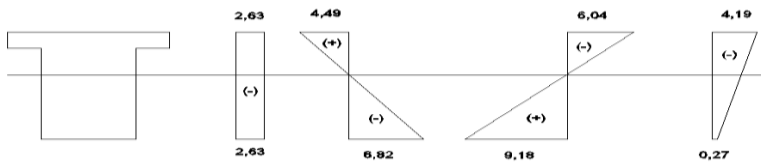
tengah bentang akibat 1d + 1l



tengah bentang akibat 1d + 1l + 0,25%(1ex+0,3ey)



tengah bentang akibat 1d + 0,3l + 0,25%(1ex+0,3ey)



Gambar 4.19 Diagram Tegangan pada Tengah Bentang

4.4.6.6 Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton prategang ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton bertulang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang diisyaratkan.

Lendutan yang terjadi didapat dari program bantu SAP 2000. Kontrol lendutan diambil lendutan yang paling besar tiap lantai. Lendutan yang terjadi terdiri dari:

- a. Lendutan saat jacking
 1. Akibat tekanan tendon
0,006838 m = 6,838 mm (keatas)
 2. Akibat beban mati
0,019224 m = 19,224 mm (kebawah)
- b. Saat beban bekerja
 1. Akibat tendon setelah kehilangan
0,005572 m = 5,572 mm (keatas)
 2. Akibat beban mati dan beban hidup
0,022318 m = 22,318 mm (kebawah)

Sehingga total lendutan yang terjadi pada saat jackinhg adalah 12,368 mm kebawah dan pada saat beban bekerja adalah 16,746 mm kebawah.

Lendutan ijin diambil $L/480$ dari SNI 2847:2013 tabel 9.5(b).

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{15800}{480} = 32,916 \text{ mm}$$

$$f < f_{ijin}$$

$$12,368 \text{ mm} < 32,916 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

$$16,746 \text{ mm} < 32,916 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

4.4.6.7 Kontrol Momen Nominal

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen

ultimate yang terjadi. Nilai momen nominal yang terjadi bergantung desain penampang apakah menggunakan tulangan lunak terpasang atau tidak. Selain itu juga bergantung pada jenis penampang balok manakah termasuk balok bersayap atau penampang persegi. Hal ini diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 18.7.

$$M_n = T (d-a/2)$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$A_{ps} = 1266,77 \text{ mm}^2$$

$$d = 800-150 = 750 \text{ mm}$$

$$b = 450 \text{ mm}$$

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05 = 0,76$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \text{ dapat diambil tidak kurang dari } 0,17.$$

$$f_{ps} = 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,76} 0,17 \right\} = 1632,37 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps} = 1266,77 \times 1632,37 = 2067837,345 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b} = 135,15 \text{ mm}$$

$$M_n = 2067837,345 (700 - 135,15/2) = 1204360166 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 1204,36 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u, \text{ dimana nilai } \phi = 0,9$$

$$0,9 \times 1204,36 \geq 778,668 \text{ kNm}$$

$$1083,924 \text{ kNm} \geq 778,668 \text{ kNm} \dots \text{(OK)}$$

Sehingga dengan kontrol momen nominal maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

4.4.6.8 Kontrol Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari beton prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non prategang dan prategang harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar $0,62 \lambda \sqrt{f'_c}$ sehingga didapatkan $\phi M_u > 1.2M_{cr}$, dengan nilai $\phi = 0.8$

Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tarik) :

$$F = 1251,8 \text{ kN}$$

$$K_t = 128,36 \text{ mm}$$

$$e = 332,42 \text{ mm}$$

$$W_b = 60998650 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{40} = 3,92 \text{ MPa}$$

$$M_1 = F(e + K_t)$$

$$= 1251800 (332,42 + 128,36) = 576808169 \text{ Nmm}$$

$$M_2 = f_r \times W_b$$

$$= 3,92 \times 60998650$$

$$= 239114708 \text{ Nmm}$$

$$M_{cr} = M_1 + M_2 = 815922877 \text{ Nmm}$$

Masukkan persyaratan kontrol momen retak dengan perumusan di bawah ini:

$$\phi M_n > 1.2M_{cr}$$

$$0,9 \times 1204,36 > 1,2 \times 815,92$$

$$1083,92 \text{ kNm} > 979,10 \text{ kNm} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Sehingga dengan kontrol momen retak maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

4.4.6.9 Daerah Limit Kabel

Tegangan tarik pada serat beton yang terjauh dari garis netral akibat beban layan tidak boleh melebihi nilai maksimum

yang diijinkan oleh peraturan yang ada, seperti pada SNI 2847:2013.

Oleh karena itu perlu ditentukan daerah batas pada penampang beton, dimana pada daerah tersebut gaya prategang dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada serat beton.

Mencari jari-jari inersia :

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{2942697}{4752}} = 24,88 \text{ cm}$$

Batas paling bawah letak kabel prategang agar tidak terjadi tegangan serat paling atas beton ialah :

$$k_b = \frac{Wt}{A} = \frac{92660,02}{4752} = 19,499 \text{ cm}$$

Batas paling atas letak kabel prategang agar tidak terjadi tegangan serat paling bawah beton ialah :

$$k_t = \frac{Wb}{A} = \frac{60998,65}{4752} = 12,836 \text{ cm}$$

Mencari nilai daerah limit kabel

$$a_1 = \frac{M_t}{F} = \frac{620,18}{1252} = 0,50 \text{ m} = 500 \text{ mm}$$

$$a_2 = \frac{M_G}{F_o} = \frac{470,74}{1500} = 0,31 \text{ m} = 310 \text{ mm}$$

4.4.6.10 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

Perencanaan kebutuhan tulangan lunak didasarkan pada gaya gempa yang terjadi. Besarnya gaya gempa yang terjadi diperoleh dari analisa *software* SAP 2000 v14 akibat 1.2D+1L±1Ex

Momen tumpuan kiri (1.2D+1L±1Ex) = -91264,42 kgm

Momen tumpuan kiri (1.2D+1L) = -87771,37 kgm -
-3493,05 kgm

Momen negatif maksimum (M_u) : **-3493,05 kgm**

Momen positif maksimum (M_u) : **3493,05 kgm**

M_n (75% dari M_u) = $0,75 \times M_u / 0,9 =$ **2910,87 kgm**

1. Kontrol Momen Nominal Tendon

$M_n \text{ total} = M_u / 0,9 = 3493,05 / 0,9 = 3881,16 \text{ kgm}$

M_n tendon hanya boleh sebesar 25 % dari M_n total.

$M_n \text{ tendon} = 0,25 \times 3881,16 = 970,29 \text{ kgm}$

Dari perhitungan sebelumnya di bagian momen nominal didapatkan $\phi M_n = 108392,41 \text{ kgm}$

Seharusnya $\phi M_n > M_n \text{ tendon}$

Tetapi $108392,41 \text{ kgm} > 970,29 \text{ kgm}$ (OK)

2. Data Kebutuhan Tulangan Lunak

- Mutu baja : 400 Mpa
- Mutu beton : 40 MPa
- Dimensi balok : 45/80 cm
- Panjang balok : 15,8 m
- Diameter tulangan longitudinal (D) : 25 mm
- Diameter tulangan sengkang (D) : 13 mm
- Selimut beton : 50 mm
- $d = 800 - 50 - 13 - 25/2 = 724,5 \text{ mm}$

Perhitungan rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} = \frac{\sqrt{40}}{4 \times 400} = 0,0039$$

Jadi dipakai $\rho_{\min} = 0,0039$

Karena mutu beton berada di atas 28 MPa, maka nilai β_1 , kita gunakan perumusan sesuai dengan (SNI 2847:2013 ps 12.2.7.3)

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left(\frac{f_c - 28}{7} \right)$$

$$\beta_1 = 0,76$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

$$Rn = \frac{Mn}{\phi b d^2} = \frac{2910,875 \times 10^4}{0,9 \times 450 \times 724,5^2} = 0,13 \text{ MPa}$$

Menentukan rasio tulangan yang perlu

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmRn}{f_y}} \right)$$

$$\rho = 0,0011$$

$$\rho_{\min} > \rho_{\text{pakai}}$$

$$0,0039 > 0,0011$$

sehingga $\rho = 0,0039$

karena digunakan ρ_{\min} sehingga kebutuhan tulangan lunak tumpuan atas dan tumpuan bawah sama.

Menentukan luas tulangan (AS) dari ρ yang didapat

$$As = \rho b d = 0,0039 \times 450 \times 724,5 = 1287,79 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \pi \phi^2} = \frac{1287,79}{\frac{1}{4} \pi 25^2} = 4 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak} = \frac{b - n \cdot DL - 2(\text{tebal cover}) - 2 Ds}{n - 1}$$

$$\text{Jarak} = \frac{450 - 4 \cdot 25 - 2 \cdot 50 - 2 \cdot 13}{4 - 1} = 70 \text{ mm}$$

Jarak 70 mm > 25 mm (memenuhi)

$$a = \frac{As x f_y}{0,85 x f_c' x b} = 51,33 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{51,33}{0,76} = 67,18 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{c} = 10,78$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \times (d/c - 1) = 0,029$$

Kondisi TENSION karena $\varepsilon_t > 0,005$, sehingga nilai $\phi = 0,9$

$$M_{pr \text{ kanan}} = A_s \times 1,25 \times f_y \times (d - a/2) = 2245649699 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr \text{ kiri}} = M_{pr \text{ kanan}} = 2245649699 \text{ Nmm}$$

Beban terbagi rata pada pelat Lantai (Wu)

Dari perhitungan pembebanan didapat

$$\text{Beban mati} : 492,48 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup} : 410,4 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban Balok} : 2400 \times 0,75 \times 1,25 = 2250 \text{ kg/m}$$

Beban terbagi rata ultimate (Wu)

$$= (1,2D + 1,6L)$$

$$= (1,2 \times 1270,08 + 1,0 \times 338,4)$$

$$= 2065,53 \text{ kgm}$$

Perhitungan gaya geser akibat gempa kiri dan kanan baik (+) maupun (-) memiliki nilai yang sama, maka dihitung salah satu sisi saja.

Analisa terhadap Gempa :

$$\begin{aligned} V_{ekn} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - \frac{W_u \times Ln}{2} \\ &= \frac{68607,92 + 68607,92}{15,8 - 0,6} - \frac{2065,53 \times (15,8 - 0,6)}{2} \\ &= -6670,72 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{ekn} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} + \frac{W_u \times Ln}{2} \\ &= \frac{68607,92 + 68607,92}{15,8 - 0,6} + \frac{2065,53 \times (15,8 - 0,6)}{2} \\ &= 24725,41 \text{ kg} \end{aligned}$$

Catatan: 0,75 adalah lebar kolom preliminary dalam satuan meter.

Pemasangan Tulangan Geser

a Pemasangan Senggang Balok di Daerah Sendi Plastis (Tumpuan) :

Tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, bila :

1. Gaya geser akibat gempa (M_{pr}) $> 0,5 \times$ total geser akibat kombinasi gravitasi dan gempa

$$\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} = \frac{68607,82 + 68607,82}{15,8 - 0,6} = 9027 \text{ kg} > 0,5 \times 24725,41 = 12362,70 \text{ kg (NOT OK)}$$

2. Gaya aksial tekan $< 0,2 \times A_g \times f'_c$
 $263500,5 \text{ N} < 0,2 \times 4725000 \times 40 = 3801600 \text{ N}$
 (OK)

Dari kedua syarat diatas terdapat bahwa pada syarat nomor 2, ditemukan bahwa gaya aksial pada balok $< 0.2 A_g f'_c$. Sehingga dalam perencanaan tulangan geser $V_c = 0$.

dengan demikian maka

$$\begin{aligned} V_s &= V_{ekn} / \phi \\ V_s &= 24725,41 / 0,9 \\ &= 27472,68 \text{ kg} \end{aligned}$$

Direncanakan senggang 2 kaki $D13$

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times 1/4 \times \pi \times 13^2 = 265,46 \text{ mm}^2 \\ S &= A_v \times f_y \times d / V_s = 280,02 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar senggang tertutup tidak boleh melebihi SNI 2847:2013. Pasal. 21.3.4.2:

1. $d/4 = 181,125 \text{ mm}$
2. $8 \times D \text{ utama} = 200 \text{ mm}$
3. $24\emptyset = 312 \text{ mm}$
4. 300 mm

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak senggang yang paling kecil, yaitu $= 181,125 \text{ mm}$. Untuk kemudahan pemasangan di lapangan, digunakan jarak $= 100 \text{ mm}$.

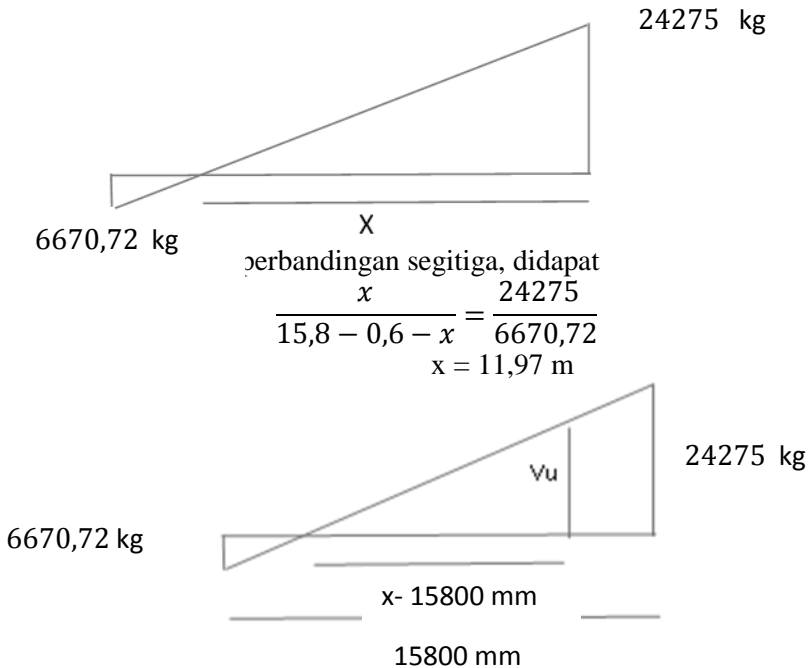
Sengkang dipasang sepanjang $2h = 2 \times 800 = 1600$ mm dari muka kolom

Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

Kontrol kuat geser V_s tidak boleh diambil lebih besar dari $V_{s\max}$.

$$V_{s\max} = 0,66\sqrt{f'c'}xbwxd = 1360895,678 \text{ kg} > V_s = 274726,86 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

b Pemasangan Sengkang di Luar Daerah Sendi Plastis



Gaya geser rencana diluar $2h$ dari muka kolom (diluar sendi plastis) didapat dengan perbandingan segitiga sebagai berikut :

$$\frac{11,97 - 1,6}{11,97} = \frac{Vu}{24275}$$

Sehingga untuk sengkang diluar sendi plastis di gunakan
 $Vu = 21420,56 \text{ kg}$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} = \frac{21420,56}{0,9} - \frac{\sqrt{f'c}}{6} bw d = 10565,42 \text{ kg}$$

Digunakan sengkang 2 D13 mm, maka $Av =$

$$Av = 2 \times 1/4 \times \pi \times 13^2 = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$S = Av \times fy \times d / Vs = 728,14 \text{ mm}$$

Syarat sengkang tidak boleh melebihi $d/2 = 362,25 \text{ mm}$

Diambil jarak sengkang yang terkecil sebagai jarak yang menentukan, yaitu $s = 300 \text{ mm}$

Untuk memudahkan pekerjaan dilapangan, maka diambil jarak sengkang diluar sendi plastis = 300 mm.

Penulangan Torsi

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1. yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor Tu memenuhi syarat sebagai berikut:

Tu kurang dari:

$$\phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,33 \lambda \sqrt{f'_c}}}$$

A_{cp} = Luas penampang keseluruhan

P_{cp} = keliling penampang keseluruhan

λ = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 psl 8.6.1

Φ = 0,75 (faktor reduksi beban torsi) SNI 2847 2013 pasal 9.3.2.3

Untuk menentukan harga Torsi yang akan digunakan dalam perhitungan, digunakan program bantu SAP 2000, Tu dipilih dengan cara gabungan nilai torsi envelope. Sehingga didapat:

Torsi = 7411,07 kgm

Kontrol kebutuhan torsi:

$$T_u \leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,33 \lambda \sqrt{f'_c}}}$$

$$A_{cp} = 475200 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 3460 \text{ mm}^2$$

$$T_u = 74110700 \text{ Nmm}$$

$$T_n = T_u / \Phi = 74110700 / 0,75 = 98814267 \text{ Nmm}$$

$$98814267 \text{ Nmm} < 0,75 \times 1 \sqrt{40} \frac{(475200)^2}{3460} + \sqrt{1 + \frac{18}{0,33 \times 1 \sqrt{40}}}$$

$$98814267 \text{ Nmm} > 79713670 \text{ Nmm}$$

NOT OK

Persyaratan diatas tidak memenuhi, sehingga balok memerlukan tulangan torsi.

1. Penulangan torsi sengkang

Aoh (luas batas daerah sengkang terluar)

$$A_{oh} = 245000 \text{ mm}^2$$

Ph (keliling batas sengkang terluar)

$$P_h = 2100 \text{ mm}$$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 208250 \text{ mm}^2$$

$$S = 1000 \text{ mm}$$

Perhitungan Luas sengkang torsi permeter: (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6.)

$$\frac{A_{vt}}{s} = \frac{T_n}{2 \times A_{oh} \times f_y \times \cot 45^\circ}$$

$$\frac{A_{vt}}{1000} = \frac{98814267}{2 \times 245000 \times 400 \times \cot 45^\circ}$$

$$A_{vt} = 504,15 \text{ mm}^2$$

Tulangan sengkang balok sebelum torsi : 2Ø13-100 (Tumpuan)

Luas sengkang permeter (A_{vs})

$$\begin{aligned}
 A_{vs} &= (n \times 0.25\pi d^2 \times S)/s \\
 &= (2 \times 0.25\pi 13^2 \times 1000)/100 \\
 &= 2654,64 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kontrol luas sengkang geser dan torsi:

$$A_{vs} + A_{vt} = 2654,64 + 504,15 = 3158,8 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 1. \quad A_{vs} + A_{vt} &> \frac{75\sqrt{f'_c}}{1200} \times \frac{b \times S}{f_y} \\
 3158,8 &> \frac{75\sqrt{40}}{1200} \times \frac{450 \times 1000}{400} \\
 3158,8 &> 444,69 \dots \dots OK
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2. \quad A_{vs} + A_{vt} &> \frac{b \times S}{3 \times f_y} \\
 3158,8 &> \frac{450 \times 1000}{3 \times 400} \\
 3158,8 &> 375 \dots \dots \dots OK
 \end{aligned}$$

Jarak sengkang total:

$$\begin{aligned}
 1. \quad s &= \frac{n \times 0,25 \times \pi \times d^2 \times S}{A_{vs} + A_{vt}} = \frac{2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{3158,8} = 100 \text{ mm} \\
 2. \quad S &= Ph/8 = 2100/8 = 262,5 \text{ mm} \\
 3. \quad S &\leq 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Diambil jarak terkecil = 100 mm, digunakan s = 100 mm

Sehingga: Tulangan sengkang setelah ditambah torsi menjadi 2 Ø13-100 mm.

Dengan cara yang sama didapat jarak torsi untuk sengkang pada daerah diluar sendi plastis s = 300 mm, jadi dipakai sengkang 2Ø13 – 300 mm

2. Penulangan Torsi Lentur

(SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.7.)

$$A_t = \frac{A_{vt}}{s} \times Ph \times \left(\frac{f_y \text{ geser}}{f_y \text{ lentur}} \right) \times \cot^2 45^\circ$$

$$At = \frac{504,15}{1000} \times 2100 \times \left(\frac{400}{400}\right) \times \cot^2 45^\circ$$

$$At = 1058,72 \text{ mm}^2$$

Tulangan lentur balok sebelum torsi pada tumpuan:

Tarik (4 D25 : $A_s = 1963,49 \text{ mm}^2$)

Tekan (4 D25 : $A_s = 1963,49 \text{ mm}^2$)

$$A_s \text{ total} = 3926,99 \text{ mm}^2$$

Kontrol luas penampang torsi

$$(At + Ast) = 1058,72 + 3926,99 = 4985,71 \text{ mm}^2$$

$$At + Ast > \frac{5x\sqrt{f'c}xAc_p}{12x f_y \text{ lentur}} - \left(\frac{Av_t}{s}\right) \times Ph \times \frac{f_y \text{ geser}}{f_y \text{ lentur}}$$

$$At + Ast > \frac{5x\sqrt{40}x475200}{12x 400} - \left(\frac{501,15}{100}\right) \times 2100 \times \frac{400}{400}$$

$$4985,71 > -7456,58 \dots \dots \dots OK$$

Jumlah tulangan torsi:

$$n = \frac{At}{\frac{0.25 \times \pi \times D^2}{1058,72}}$$

$$n = \frac{1963,49}{1058,72}$$

$$n = 0,53 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah}$$

Gunakan minimal 2 buah yang diletakkan di kanan 1 tulangan dan dikiri 1 tulangan.

Untuk penulangan pada balok atap dibuat sama dengan balok lantai.

Resume perhitungan penulangan balok prategang

Tulangan Lentur : 4 D 25

Tulangan torsi : 2 D 25

Tulangan Geser

Tumpuan : 2 D 13 -100

Lapangan : 2 D 13- 300

4.4.6.11 Kontrol Momen Nominal Penampang secara Keseluruhan

Kontrol momen nominal yang dilakukan dimaksudkan untuk mengecek secara keseluruhan apakah tendon baja prategang yang telah dipasang dengan tulangan lunak baja memenuhi kontrol momen.

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi, baik dari beban hidup dan mati maupun setelah menerima gempa.. Dalam perhitungan ini, konsep keseimbangan gaya tekan dan tarik pada beton menjadi dasar perhitungan kontrol momen nominal :

$$C' = T$$

Momen nominal yang disumbangkan oleh tendon prategang

Dari perhitungan sebelumnya, didapat besarnya nilai nominal akibat tendon prategang yaitu

$$M_n = 970292000 \text{ Nmm}$$

$$a = 51,33 \text{ mm}$$

Momen nominal yang disumbangkan oleh tulangan tumpuan atas

Dipakai tulangan lentur 4D 25 dan tulangan torsi 2D25

$$A_s = 4908,74 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$d = 1250 - 150 = 650 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 4908,74 \cdot 400 \cdot (650 - 51,33 / 2) = 1225875961 \text{ Nmm}$$

M_n = kuat lentur nominal (Nmm)
 A_s = luas tulangan tarik (mm^2)
 f_y = tegangan leleh baja (MPa)
 f_c' = kuat tekan beton yang disyaratkan (MPa)
 a = tinggi blok tegangan persegi ekuivalen
 $M_n \text{ total} = 1225875961 + 1307752033$
 $= 2533627993 \text{ Nmm}$

$\phi M_n \geq M_u$, dimana nilai $\phi = 0,9$. Nilai M_u yang diambil ialah kombinasi antara beban hidup dan mati, ditambah dengan analisa beban gempa maksimum yang terjadi.

ϕM_n	$> M_u$
$0,9 \times 2533627993 \text{ Nmm}$	$> 9413710000 \text{ Nmm}$
2280265194 Nmm	$> 9413710000 \text{ Nmm (OK)}$

Sehingga dengan kontrol momen nominal saat ada penambahan baja lunak telah memenuhi, maka hasil perhitungan beton prategang secara keseluruhan telah memenuhi persyaratan.

4.4.6.12 Pengankuran Ujung

Balok prategang pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengankuran global di isyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.4.2. Bila diperlukan, pada daerah pengankuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, pengelupasan dan gaya Tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengankuran tendon sesuai pasal 18.13.3.2.

Dalam perencanaan gedung Apartemen Springwood ini, digunakan angkur mati dan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya prategang dengan sistem pasca tarik.

Penulangan pengekanan di seluruh pengankuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan

melalui alat angkut. Metode perhitungan perencanaan daerah pengangkutan global sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps.18.13.3.2 mensyaratkan untuk mengalihkan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1,2.

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh gaya prategang awal yang diberikan ialah sebagai berikut :

$$F_o = 1500000 \text{ N}$$

$$P_u = 1,2 F_o = 1,2 \cdot 1500000 = 1800000 \text{ N}$$

$$T_{PENCAR} = 0,25 \Sigma P_u \left(1 - \frac{a}{h} \right)$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(h - 2e)$$

Dimana :

ΣP_u = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau

a = Tinggi angkut atau kelompok angkut yang berdekatan pada arah yang ditinjau

e = Eksentrisitas angkut atau kelompok angkut yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang (selalu diambil sebagai nilai positif)

h = Tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh nilai sebagai berikut :

a = 215 mm (angkut dengan strand 5-12, VSL tabel)

e = 158,36 mm (eksentrisitas pada tumpuan)

h = 800 mm

Sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

$$T_{PENCAR} = 0,25 \times 1800000 \left(1 - \frac{158,36}{800} \right) = 360922,5 \text{ N}$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(800 - 2 \times 158,36) = 241,64 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{PENCAR}}{f_y} = \frac{360922,5}{400} = 902,30 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2D16 ($A_v = 402,133 \text{ mm}^2$), maka kebutuhan tulangan sengkang ialah sebanyak

$$n = \frac{902,30}{402,133} = 2,24 \approx 3 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara

$$s = \frac{d_{PENCAR}}{n} = \frac{241,64}{3} = 80,54 \text{ mm, diambil } 80 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang 3D16, dengan nilai $s = 80 \text{ mm}$.

4.4.6.13 Partial Prestressing Ratio (PPR)

$$\text{PPR} = \frac{\text{momen batas (prategang)}}{\text{momen batas total (prategang dan tulangan)}}$$

$$\text{PPR} = \frac{1307752033}{1307752033 + 1225875961} = 0,516$$

Presentase nilai PPR = 51,6 %

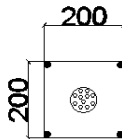
4.4.6.14 Desain Angkur yang Digunakan

Dalam tugas akhir ini digunakan 2 jenis angkur yaitu

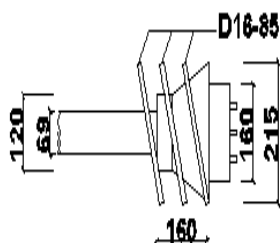
a. Angkur Hidup

Berdasarkan spesifikasi tendon yang digunakan menurut brosur VSL

- Tendon unit : 5-12
- Jumlah strand : 11
- *Minimum breaking load* : 2020 kN
- Diameter strand : 12,7 mm



Gambar 4.20 Angkur Hidup

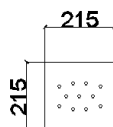


Gambar 4.21 Detail Angkur Hidup

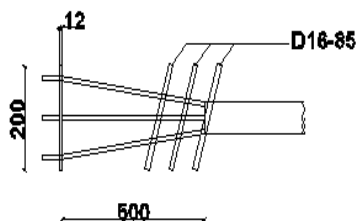
b. Angkur mati

Berdasarkan spesifikasi tendon yang digunakan menurut brosur VSL

- Tendon unit : 5-12
- Jumlah strand : 11
- *Minimum breaking load* : 2020 kN
- Diameter strand : 12,7 mm



Gambar 4.22 Angkur Mati



Gambar 4.23 Detail Angkur Mati

4.5 PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA NON PRATEGANG

4.5.1 Umum

Perencanaan struktur utama non prategang ini meliputi perencanaan balok induk, kolom, serta hubungan balok kolom. Perhitungan yang dilakukan mengacu pada ketentuan SNI 2847:2013, dan pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa. Perencanaan Gedung Apartemen Springwood Surabaya secara keseluruhan konstruksinya menggunakan beton bertulang biasa, sehingga diperlukan ketelitian antara pengaplikasian *software* bantu sipil untuk perhitungan gaya-gaya pada bab pembebanan dan perhitungan kebutuhan penulangan secara manual.

4.5.2 Perencanaan Balok Induk

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Di dalam preliminary desain gedung Apartemen Springwood direncanakan beberapa balok induk, yang dapat dilihat pada tabel 4.31.

Tabel 4.31 Dimensi Balok Induk

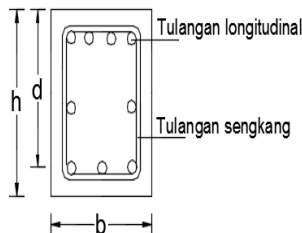
Nama balok	Bentang	h min	h	b	h	b	Dimensi Pakai	
	m	m	m	m	cm	cm	cm	cm
BI 1	4,5	0,364	0,400	0,267	50	40	50	40
BI 2	6	0,486	0,500	0,333	60	40	60	40
BI 3	6,8	0,550	0,600	0,400	60	40	60	40

4.5.2.1 Perencanaan Tulangan Balok Induk BI

Data Perencanaan Tulangan Lentur Balok Induk

Data perencanaan yang diperlukan meliputi mutu bahan, dimensi balok, serta diameter tulangan yang digunakan.

Dimensi	: 45/60
Tebal decking (d')	: 40 mm SNI 2847:2013 pasal(7.7)
Tulangan lentur (D)	: 19mm
Tulangan sengkang (D)	: 13 mm
Mutu Tulangan (f_y)	: 400 Mpa
Mutu sengkang (f_y)	: 400 Mpa
Mutu beton (f'_c)	: 40 Mpa



Gambar 4.24 Penampang Balok Induk

$$\begin{aligned}
 d &= h - (\text{decking} + D_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} D_{\text{tul. utama}}) \\
 &= 600 - (40 + 13 + 0,5 \times 19) = 537,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menentukan harga β_1

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \quad \text{SNI 03-2847-2013 pasal (10.2.7.3)} \\
 &= 0,85 - 0,05 (40 - 28) / 7 = 0,76
 \end{aligned}$$

Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :

I. Mencari ρ minimum

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \quad \text{SNI 2847:2013 pasal (10.5.1)} \\
 \rho_{\min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0,0039
 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} \quad \text{SNI 2847:2013 pasal (10.5.1)}$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{400} = 0,0035$$

Dari kedua harga ρ_{min} tersebut, diambil harga yang terbesar 0,0039

II. Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11,76$$

III. Menentukan Mn dan Rn yang digunakan

$$Mn = Mu/\Phi$$

Harga Momen ultimate yang digunakan didapat dari Output program bantu SAP. Kombinasi yang digunakan adalah **envelope** karena kombinasi beban tersebut yang memberi dampak momen terbesar untuk balok induk.

Momen negatif tumpuan Atas = **-32411,16 Kgm**

Momen Positif tumpuan Bawah = **15651,3 Kgm**

Momen positif Lapangan maksimum = **10520,46 Kgm**

Menentukan Rn

$$Rn = \frac{Mn}{\phi b d^2}$$

IV. Rasio Tulangan yang dibutuhkan

Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.32

Tabel 4.32 Penulangan Lentur

Balok	Lokasi	Mu kgm	Mn kgm	ρ perlu	ρ pakai	As perlu mm2	Jumlah		Lapis	s	
							7	D		1	mm
B2 (400x600)	tumpuan	-32411,2	36012,4	0,007233	0,007233	1749,426	7	D	19	1	35
	tumpuan	15651,3	17390,33	0,003413	0,003953	956,0949	4	D	19	1	85
	Lapangan	10520,46	11689,4	0,002278	0,003953	956,0949	4	D	19	1	85

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b}; \quad C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12,2}{0,8}; \quad \epsilon t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right)$$

Tabel 4.33 Faktor Reduksi

Lokasi	As (mm2)	a (mm)	c (mm)	εt	φ	
tumpuan	1984,701	51,888	67,890	0,0208	0,9	Terkontrol Tarik
tumpuan	1134,115	29,650	38,794	0,0386	0,9	Terkontrol Tarik
Lapangan	1134,115	29,650	38,794	0,0386	0,9	Terkontrol Tarik

V. Penulangan Geser

Perhitungan Tulangan Geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul momen probable.

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.4 : gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maximum M_{pr} , harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor serta V_e harus dicari dari nilai terbesar akibat beban gempa arah ke kanan dan ke kiri.

Besarnya momen probable dipengaruhi oleh disain kemampuan tulangan lenturnya. Harga momen probable dapat dicari dengan rumus berikut:

Perhitungan Momen probable dapat dilihat dalam tabel 4.27.

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0.85 f'_c b}$$

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Tabel 4.34 Momen Probabilitas

bentang	posisi		tulangan	D	As	a	MPr	
m			n	mm	mm ²	mm	Nmm	kgm
6	gempa ka	+	7	19	1984,701	64,860	501206747,811	50120,675
6	gempa ka	-	4	19	1134,115	37,063	294285085,764	29428,509
6	gempa ki	+	7	19	1984,701	64,860	501206747,811	50120,675
6	gempa ki	-	4	19	1134,115	37,063	294285085,764	29428,509

Beban terbagi rata pada pelat lantai (Wu)

Dari perhitungan pembebanan didapat

Beban mati : 2526 kg/m

Beban hidup : 1500 kg/m

Beban Balok : $2400 \times 0,45 \times 0,6 = 648$ kg/m

Beban terbagi rata ultimate (Wu)

$$= (1,2D + 1,6L)$$

$$= (1,2 \times (2526 + 1500)) + 1,6 \times 648$$

$$= 6208,8 \text{ kg/m}$$

Perhitungan gaya geser akibat gempa kiri dan kanan baik (+) maupun (-) memiliki nilai yang sama, maka dihitung salah satu sisi saja

Analisa terhadap Gempa :

$$\begin{aligned}
 V_{ekn} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - \frac{W_u \times Ln}{2} \\
 &= \frac{50120,675 + 29428,509}{6 - 2(0,5 \times 0,8)} - \frac{6208,8 (6 - 2(0,5 \times 0,8))}{2} \\
 &= -845 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{ekn} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} + \frac{W_u \times Ln}{2} \\
 &= \frac{50120,675 + 29428,509}{6 - 2(0,5 \times 0,8)} + \frac{6208,8 (6 - 2(0,5 \times 0,8))}{2} \\
 &= 31441 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Pemasangan Tulangan Geser

c Pemasangan Senggang Balok di daerah sendi Plastik (Tumpuan) :

Tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, bila :

1. Gaya geser akibat gempa (M_{pr}) $> 0,5 \times$ total geser akibat kombinasi gempa dan gravitasi

$$\frac{50120,675 + 29428,5}{6 - 2(0,5 \times 0,8)} = 15298 \text{ kg} > 0,5 \times (31441) = 15720,4 \text{ kg}$$
 (NOT OK)

2. Gaya aksial tekan $< 0,2 \times A_g \times f'_c$
 $7869,9 \text{ N} < 0,2 \times 0,45 \times 0,6 \times 40 = 2160000 \text{ N}$
 (OK)

Dari kedua syarat diatas terdapat bahwa pada syarat nomor 2, ditemukan bahwa gaya aksial pada balok $< 0,2 A_g f'_c$. Sehingga dalam perencanaan tulangan geser $V_c = 0$.

Sehingga V_s :

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} = \frac{31441}{0,9} = 34934,22 \text{ kg}$$

Direncanakan sengkang 2 kaki D 13 mm

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \times f_y \times d / V_s = 163,37 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 2847:2013. Pasal. 21.3.4.2:

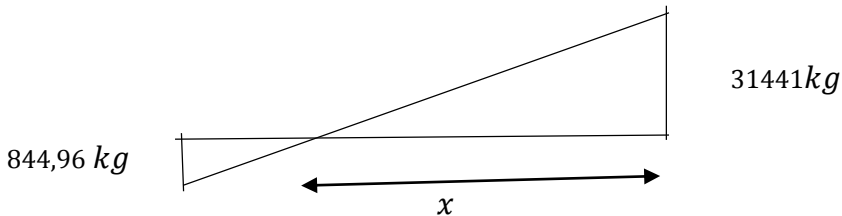
1. $d/4 = 134,375 \text{ mm}$
2. $8 \times D \text{ utama} = 152 \text{ mm}$
3. $24\emptyset = 312 \text{ mm}$
4. 300 mm

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu = 100 mm.

Sengkang dipasang sepanjang $2h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$ dari muka kolom. Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok. Kontrol kuat geser V_s tidak boleh diambil lebih besar dari $V_s \text{ max}$

$$V_{smax} = 0,66 \sqrt{f'c} \times b \times w \times d = 1009636,2 \text{ N} > V_s = 349342,22 \text{ N (OK)}$$

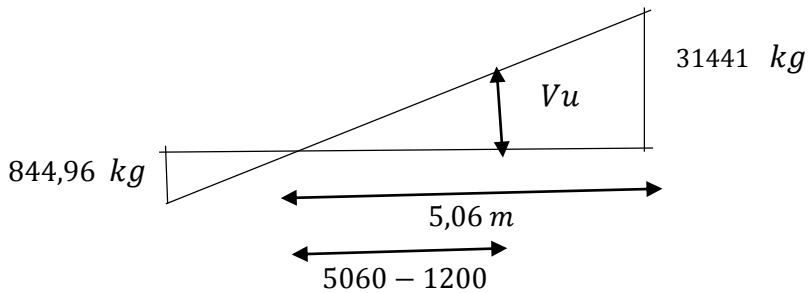
d Pemasangan sengkang diluar daerah sendi plastis



Dengan perbandingan segitiga, didapat

$$\frac{31441}{x} = \frac{844,96}{(6 - 2(0,5 \text{ } 0,8)) - x}$$

$$x = 5,06 \text{ m}$$



Dengan perbandingan segitiga, didapat

$$\frac{31441}{5060} = \frac{Vu}{5060 - 1200}$$

$$Vu = 31106,8 \text{ kg}$$

Sehingga untuk sengkang diluar sendi plastis di gunakan $Vu = 23990,24 \text{ kg}$

$$Vc = \frac{bx d \sqrt{f'c}}{6} = 254959 \text{ N}$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{23990,24}{0,9} - 254959 = 1159,95 \text{ kg}$$

Digunakan sengkang 2 D 13 mm

$$Av = 2x \frac{1}{4} x \pi x D^2 = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{Av x fy x d}{Vs} = 4920,42 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antar sengkang, tidak boleh melebihi:

$$d/2 = 268,75 \text{ mm}$$

Sehingga diambil jarak sengkang terkecil yaitu $s = 268,75 \text{ mm}$.

Untuk memudahkan pekerjaan dilapangan, maka diambil jarak sengkang diluar sendi plastis = 250 mm.

IX. Penulangan Torsi Balok

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1. yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor T_u memenuhi syarat sebagai berikut: **Tu kurang dari**

$$\phi 0,083\lambda\sqrt{f'c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$$

A_{cp} = Luas penampang keseluruhan

P_{cp} = keliling penampang keseluruhan

λ = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 psl 8.6.1

Φ = 0,75 (faktor reduksi beban torsi) SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3

Untuk menentukan harga Torsi yang akan digunakan dalam perhitungan, digunakan program bantu SAP 2000. Didapat dari SAP:

Torsi = 4213,79 kgm

Kontrol kebutuhan torsi:

$$T_u \leq \phi 0,083\lambda\sqrt{f'c}\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

$$A_{cp} = b \times h = 450 \times 600 = 270000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(b+h) = 2(450 + 600) = 2100 \text{ mm}$$

$$T_u = 4213,79 \text{ kgm} = 42137900 \text{ Nmm}$$

$$T_n = T_u/\Phi = 42137900/0,9 = 46819889 \text{ Nmm}$$

$$46819889 \leq 0,75 \times 0,083 \times 1 \sqrt{40} \frac{(270000)^2}{2100} = 13667138 \text{ Nmm (OK)}$$

Persyaratan diatas memenuhi, maka balok induk memerlukan tulangan torsi.

2. Penulangan torsi sengkang

Aoh (luas batas daerah sengkang terluar)

$$A_{oh} = (450-2 \times 40) \times (600-2 \times 40) = 192400 \text{ mm}^2$$

Ph (keliling batas sengkang terluar)

$$P_h = 2((450-2 \times 40) + (600-2 \times 40)) = 1780 \text{ mm}$$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 163540 \text{ mm}^2$$

$$S = 1000 \text{ mm}$$

Perhitungan Luas sengkang torsi permeter: (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6.)

$$\frac{A_{vt}}{s} = \frac{T_n}{2 \times A_{oh} \times f_y \times \cot 45^\circ}$$

$$\frac{A_{vt}}{1000} = \frac{46819889}{2 \times 192400 \times 400 \times \cot 45^\circ}$$

$$A_{vt} = 304,18 \text{ mm}^2$$

Tulangan sengkang balok sebelum torsi : 2D13-100 (Tumpuan)

Luas sengkang permeter (A_{vs})

$$\begin{aligned} A_{vs} &= (n \times 0.25\pi d^2 \times S)/s \\ &= (2 \times 0.25\pi 13^2 \times 1000)/100 \\ &= 2654,65 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol luas sengkang geser dan torsi:

$$A_{vs} + A_{vt} = 2654,65 + 304,18 = 2958,82 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} 3. \quad A_{vs} + A_{vt} &> \frac{75\sqrt{f'c}}{1200} \times \frac{b \times S}{f_y} \\ 2958,82 &> \frac{75\sqrt{40}}{1200} \times \frac{450 \times 1000}{400} \\ 2958,82 &> 444,69 \dots\dots OK \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4. \quad A_{vs} + A_{vt} &> \frac{b \times S}{3 \times f_y} \\ 2958,82 &> \frac{450 \times 1000}{3 \times 400} \\ 2958,82 &> 375 \dots\dots\dots OK \end{aligned}$$

Jarak sengkang total:

$$\begin{aligned} 4. \quad s &= \frac{n \times 0,25 \times \pi \times d^2 \times S}{A_{vs} + A_{vt}} \\ s &= \frac{2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{2958,82} = 120 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$5. \quad S = Ph/8 = 1780/8 = 222,5 \text{ mm}$$

$$6. S \leq 300 \text{ mm}$$

Diambil jarak terkecil = 120 mm, digunakan $s = 100 \text{ mm}$

Sehingga: Tulangan sengkang setelah ditambah torsi tetap memenuhi 2 D13-100 mm.

2. Penulangan Torsi Lentur

(SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.7.)

$$A_t = \frac{A_{vt}}{s} \times Ph \times \left(\frac{f_y \text{ geser}}{f_y \text{ lentur}} \right) \times \cot^2 45^\circ$$

$$A_t = \frac{304,18}{1000} \times 1780 \times \left(\frac{400}{400} \right) \times \cot^2 45^\circ$$

$$A_t = 541,44 \text{ mm}^2$$

Tulangan lentur balok sebelum torsi pada tumpuan:

Tarik (7 D19 : $A_s = 1984,701 \text{ mm}^2$)

Tekan (3 D19 : $A_s = 1134,114 \text{ mm}^2$)

$A_s \text{ total} = 3118,81 \text{ mm}^2$

Kontrol luas penampang torsi

$$= (A_t + A_{st})$$

$$= 541,44 + 3118,81$$

$$= 3660,26 \text{ mm}^2$$

$$A_t + A_{st} > \frac{5x\sqrt{f'c}xAc_p}{12x f_y \text{ lentur}} - \left(\frac{A_{vt}}{s} \right) \times Ph \times \frac{f_y \text{ geser}}{f_y \text{ lentur}}$$

$$A_t + A_{st} > \frac{5x\sqrt{40}x270000}{12x 400} - \left(\frac{304,15}{100} \right) \times 1780 \times \frac{400}{400}$$

$$3660,26 > -3635,68 \dots \dots \dots OK$$

Jumlah tulangan torsi:

$$n = \frac{A_t}{0,25 \times \pi \times D^2}$$

$$n = \frac{541,44}{0,25 \times \pi \times 25^2}$$

$$n = 2 \text{ buah}$$

Gunakan minimal 2 buah yang diletakan dikanan 1 tulangan dan dikiri 1 tulangan.

X. Pemutusan Tulangan Balok

Di bawah ini akan dihitung lokasi penghentian tulangan negatif pada balok. Pada tumpuan, tulangan pada lapisan atas adalah 7D19 dan lapisan bawah 4D19.

Agar diperoleh panjang penghentian terbesar, maka digunakan kombinasi $0,9D + M_{pr}$ pada ujung komponen. Kuat momen nominal (ϕM_n) dari 4D19 (Lapangan) adalah 294,28 kNm. Karena itu 7D19 boleh dihentikan bila kuat momen perlu sudah memenuhi 294,28 kNm (lihat gambar..)

Jarak penampang dengan $M_n = 294,28$ kNm dihitung sebagai berikut: Diketahui

M_{pr} (7D19)	= 501,20 kN m
M_{pr} (4D19)	= 294,28 kN m
Q (0,9d\D)	= 28.56 kN m

$$a = \frac{A_s \cdot 1,25 f_y}{0,85 f'_c b}$$

$$= \frac{4 \times 0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 40 \times 450}$$

$$= 29,65 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = A_s \times 1,25 f_y \times (d - a/2)$$

$$= 4 \times \pi \times 0,25 \times 19^2 \times 1,25 \times 400 \times (537,5 - 29,65/2)$$

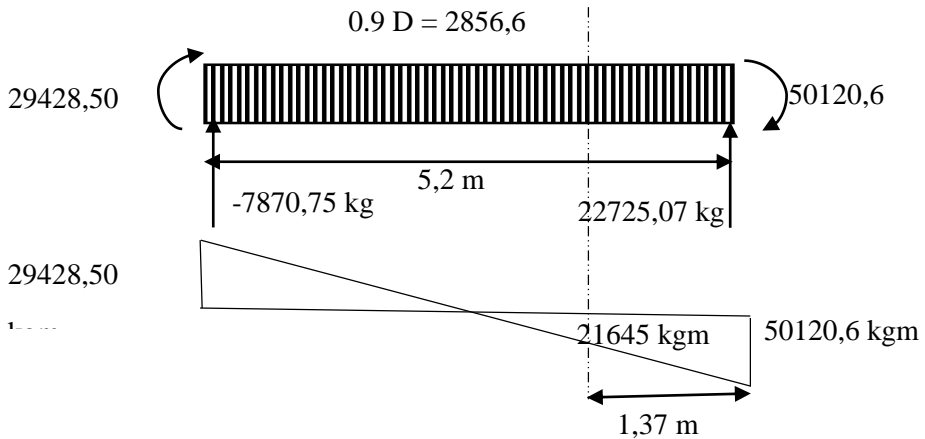
$$= 296386747 \text{ Nmm}$$

$$= 29638,6747 \text{ Kgm}$$

$$2856,6 \frac{1}{2} x^2 - 22725,07 x + 50120,67 = 29638,67$$

$$2856,6 \frac{1}{2} x^2 - 22725,07 x + 20482,0 = 0$$

$$x = 1,37 \text{ m}$$



Sesuai pasal 12.10.3 (tulangan 7D19) akan dihentikan sejauh:

1. $x + d = 1,37 + 0,5375 = 1,908$ m (menentukan)
2. $x + 1,2 d_b = 1,37 + 12 \cdot 0,019 = 1,39$ m

panjang 1,956 m ini harus lebih panjang dari panjang penyaluran (SNI 2847:2013 Psl 12.2.3) yang dihitung dengan rumusan:

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{f_y}{1,1\lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\frac{C + K_{tr}}{d_b}}$$

Dimana:

$$\psi_t = 1,3 \quad \psi_e = 1 \quad K_{tr} = 0$$

$$\psi_s = 1 \quad \lambda = 1$$

c = faktor yang mewakili sisi penutup terkecil
 $= 40 + 13 + 19/2 = 62,5$ mm

atau

c = setengah spasi pusat ke pusat tulangan lentur

$$= (\frac{1}{2} \times 100) + 19 = 69 \text{ mm}$$

Digunakan $c = 62,5 \text{ mm}$

$$\frac{C + Ktr}{d_b} = \frac{62,5 + 0}{19} = 3,28$$

$$l_d = \frac{f_y}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\frac{C + Ktr}{d_b}} d_b$$

$$l_d = \frac{400}{1,1 \cdot 1 \cdot \sqrt{40}} \frac{1,3 (1)(1)}{3,28} 19 = 431,72 \text{ mm} = 0,43172 \text{ m}$$

$$l_d = 0,43172 \text{ m}$$

$$l_d = 0,43172 \text{ m} < l = 1,908 \text{ m}$$

Dipasang titik putus dari muka kolom = 1,908 m

Panjang penyaluran = 0,43172 m

Tulangan longitudinal yang masuk dan berhenti dalam kolom tepi yang terkekang dan harus berupa panjang penyaluran dengan kait 90 derajat, ldh diambil lebih besar dari SNI 2847:2013 Pasal 21.7.5.1:

$$8 d_b = 8 \times 19152 \text{ mm}$$

atau

$$\frac{f_y d_b}{5.4 \sqrt{f'_c}} = \frac{400 \cdot 19}{5,4 \sqrt{40}} = 222,53 \text{ mm}$$

Sehingga diambil ldh=300 mm masuk kedalam kolom dengan panjang kait 12 db = 300 mm sesuai SNI 2847:2013 Pasal 7.1.2.

Dengan perhitungan yang sama seperti diatas, hasil dari penulangan balok induk tipe lainnya dapat dilihat pada tabel 4.35 hingga tabel 4.37.

Tabel 4.35 Daftar Penulangan Lentur

Balok	L m	Lokasi	fy Mpa	fc Mpa	Penulangan Lentur		lapis
					n	D S (mm)	
Bl. 3	6,8	Tumpuan atas	400	40	10	19	2
		Tumpuan bawah			4	19	1
		Lapangan			4	19	1
Bl. 2	6	Tumpuan atas	400	40	7	19	1
		Tumpuan bawah			4	19	1
		Lapangan			4	19	1
Bl. 1	4,5	Tumpuan atas	400	40	6	19	1
		Tumpuan bawah			4	19	1
		Lapangan			3	19	1

Tabel 4.36 Daftar Penulangan Geser

Balok	L m	Lokasi	fy Mpa	fc Mpa	Penulangan Geser			
					Panjang (mm)	D	S (mm)	n
Bl. 3	6,8	Sendi Plastis	400	40	1200	13	100	2
		Luar Sendi Plastis			1200	13	250	2
Bl. 2	6	Sendi Plastis			1200	13	100	2
		Luar Sendi Plastis			1200	13	250	2
Bl. 1	4,5	Sendi Plastis			1000	13	100	2
		Luar Sendi Plastis			1000	13	200	2

Tabel 4.37 Daftar Penulangan Torsi

Balok	L	fy Mpa	fc Mpa	Penulangan Torsi	
	m			n	D(mm)
Bl. 3	6,8	400	40	2	19
				2	19
Bl. 2	6			2	19
				2	19
Bl. 1	4,5			2	19
				2	19

4.5.1 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi.

4.5.3.1 Data Umum Perencanaan kolom

Data umum perencanaan kolom adalah sebagai berikut :

Dimensi :	K1	80/80
	K2	70/70
	K3	60/60
	K4	60/60 (prategang)
Tinggi lantai:	320 cm dan 500 cm	
Mutu beton :	40 Mpa	
Mutu tulangan :	400 Mpa	
Decking (d') :	40 mm	

Untuk salah satu contoh perhitungan kolom digunakan K1 80/80 dengan ketinggian lantai 3,2 m. sehingga gaya aksial dan momen yang terjadi didapat dari program bantu SAP dan dapat dilihat pada tabel 4.38.

Tabel 4.38 Gaya Aksial dan Momen

K 80 x 80		L=	320	cm
Kombinasi	Aksial	Momen +	Momen -	M pakai
	kg	kgm	kgm	kgm
1.4D	445150,46	9973,76	8673,75	9973,76
1.2D+1.6L	477876,89	12351,36	10771,23	12351,36
1.2D+L+Ey+0,3Ex	462800,87	14779,1	12688,44	14779,1
1.2D+L+Ex+0,3Ey	493997,32	22378,41	19134,14	22378,41
0.9D+Ex+0,3Ey	338408,34	17843,72	15149,36	17843,72
0.9D+Ey+0,3Ex	407221,89	10244,41	8781,86	10244,41
Maks	493997,32	22378,41	19134,14	22378,41

4.5.3.2 Kontrol Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f_c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi-kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
 $800 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1.1)
- Rasio dimensi kurang dari 0,4
 $\text{Rasio } b/h = 800/800 = 1 > 0,4$
 (SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1.2)

Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 493997.32 kg = 4939973,2 N

$$4939973,2 \text{ N} \geq 800 \times 800 \times \frac{40}{10}$$

$$4939973,2 \text{ N} \geq 2560000 \text{ N} \dots \text{OK}$$

4.5.3.3 Penulangan Longitudinal Kolom

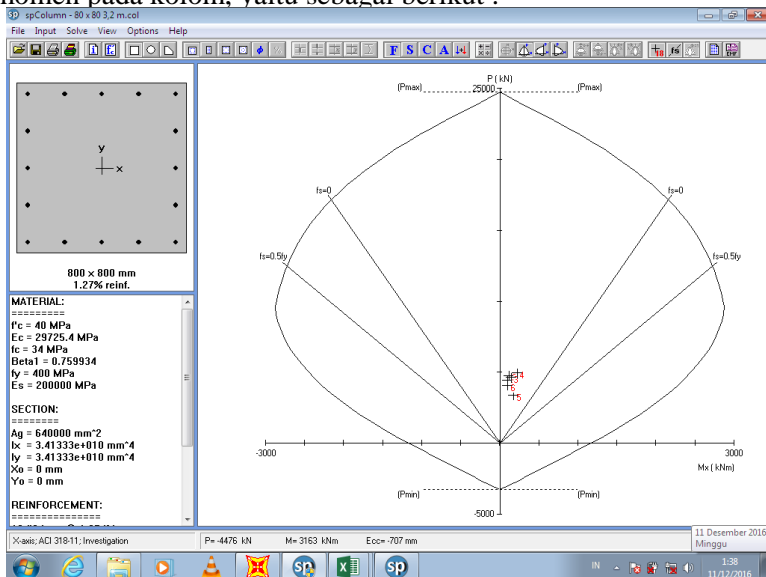
Beban aksial dan momen yang terjadi pada kolom didapat dari program SAP diambil dari 6 kombinasi yang terbesar yang terdapat pada tabel 4.39

Tabel 4.39 Gaya Aksial dan Momen Maksimum

K 80 x 80		L=	320	cm
Kombinasi	Aksial	Momen +	Momen -	M pakai
	kg	kgm	kgm	kgm
1.4D	445150,46	9973,76	8673,75	9973,76
1.2D+1.6L	477876,89	12351,36	10771,23	12351,36
1.2D+L+Ey+0,3Ex	462800,87	14779,1	12688,44	14779,1

$1.2D+L+Ex+0,3Ey$	493997,32	22378,41	19134,14	22378,41
$0.9D+Ex+0,3Ey$	338408,34	17843,72	15149,36	17843,72
$0.9D+Ey+0,3Ex$	407221,89	10244,41	8781,86	10244,41
Maks	493997,32	22378,41	19134,14	22378,41

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL. Dengan penulangan longitudinal 16D25 didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut :



Gambar 4.25 Grafik Interaksi antar Aksial dan Momen pada Kolom dengan $F_s=F_y$

4.5.3.4 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.3.1, Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari 0,01 A_g atau lebih dari 0,06 A_g . Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program

PCACOL diperoleh Tulangan longitudinal : 16D25, dengan rasio tulangan = 1,27 % (OK).

4.5.3.5 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom terhadap Beban aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur. Pada kontrol kapasitas dipakai nilai P_u maksimum dari semua kombinasi.

$$\phi P_n = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$P_u = 4939973 \text{ N}$$

$$\Phi = 1$$

$$A_g = 800 \times 800 = 640000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 16 \frac{1}{4} \pi 25^2 = 7853,98 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

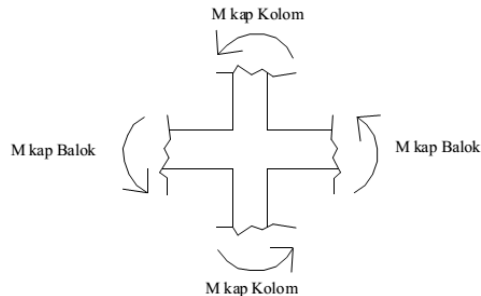
$$\phi P_n = 19707646 \text{ N} > P_u = 4939973 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

4.5.3.6 Persyaratan “*Strong Column Weak Beam*”

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas , maka SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa.

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana $\sum M_{nc}$ adalah momen kapasitas kolom dan $\sum M_{nb}$ merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa M_{nc} harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan strong kolom weak beam.



Gambar 4.26 Ilustrasi Kuat Momen yang bertemu di HBK

$$\sum M_{nc} = \frac{M_{nc} + M_{nc}}{\phi} = \frac{2433,8 + 2433,8}{1} = 4867,6 \text{ kNm}$$

Nilai M_g dicari dari jumlah M_{nb}^+ dan M_{nb}^- balok yang menyatu dengan kolom didapat dari M_n di tabel penulangan balok interior. Diperoleh bahwa :

B1	B2
$M_{nb}^+ = 130,09 \text{ kNm}$	$M_{nb}^+ = 137,07 \text{ kNm}$
$M_{nb}^- = -352,27 \text{ kNm}$	$M_{nb}^- = -220,7 \text{ kNm}$

$$M_{nb}^+ = (130,09 + 137,07)/2 = 133,58 \text{ kNm}$$

$$M_{nb}^- = (352,27 + 220,7)/2 = 286,48 \text{ kNm}$$

Sehingga

$$\sum M_{nb} = ((133,58 + 286,48) / 0,9) = 420,06 \text{ kNm}$$

Persyaratan *Strong Column Weak Beam*

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

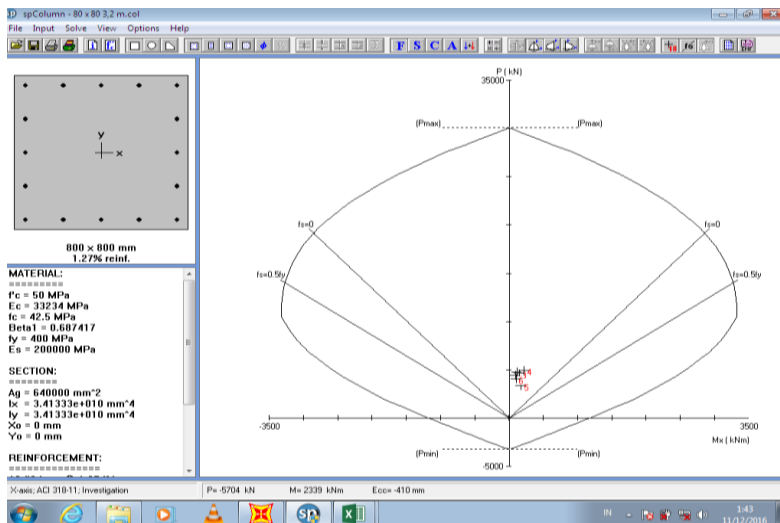
Maka ;

$$\sum M_{nc} = 4867,6 \text{ kNm} > 1,2 \times 420,06 = 504,078 \text{ kNm (Ok)}$$

Sehingga memenuhi Persyaratan “*Strong Column Weak Beam*”

4.5.3.7 Kontrol Gaya tekan terhadap Gaya geser Rencana (Ve)

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1, harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka-muka pertemuan-pertemuan (joints) di setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin, M_{pr} , di setiap ujung komponen struktur yang berhubungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor, P_u , yang bekerja pada komponen struktur. Geser komponen struktur tidak perlu melebihi yang ditentukan dari kekuatan joint berdasarkan pada M_{pr} komponen struktur transversal yang merangka ke dalam joint. Dalam semua kasus V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang ditentukan oleh analisis struktur.



Gambar 4.27 Grafik Interaksi antar aksial dan Momen pada Kolom dengan $F_s=1.25F_y$

Dari Gambar 4.26, didapat:

$$M_{pr} = M_b = 2571,1/\phi = 2571,1/1 = 2571,1 \text{ kNm}$$

Bila dianggap M_{pr} yaitu momen balance kolom diatas dan dibawah lantai 1 sama besar maka :

$$\begin{aligned} V_e &= (2 \times M_{pr})/l_n \\ &= (2 \times 2571,1)/(3,2 - 0,8) = 1977,76 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perhitungan M_{pr} balok :

M_{pr} balok yang digunakan adalah M_{pr} yang saling berlawanan arah. Pada perhitungan ini digunakan M_{pr} dari balok di satu sisi HBK dan M_{pr}^+ dari sisi HBK lainnya dengan menganggap momen lentur diatas dan bawah kolom yang mendukung lantai 1 berbanding kebalikan dengan tinggi masing-masing (l_1 dan l_2) kolom, maka akan diperoleh gaya geser rencana berdasarkan M_{pr}

balok sebagai berikut :

Perhitungan M_{pr}^+

$$- M_{pr}^+ = 133,58 \text{ kNm}$$

$$- M_{pr}^- = 286,48 \text{ kNm}$$

$$V_u = 2 \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{L_1} + \frac{L_1}{L_1 + L_2}$$

Dimana: $L_1 = 3,2 \text{ m}$ dan $L_2 = 3,2 \text{ m}$

Maka:

$$V_u = 2 \times \frac{133,58 + 286,48}{3,2} \times \frac{3,2}{3,2 + 3,2} = 323,62 \text{ kN}$$

Nilai gaya geser diambil nilai terbesar dari kedua nilai di atas sehingga diambil nilai gaya geser sebesar 1977,76 kN.

4.5.3.8 Pengekangan Kolom

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6, ujung-ujung kolom sepanjang l_o harus dikekang oleh tulangan trasversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6

$$l_o \geq h = 800 \text{ mm}$$

$$\geq 1/6 \times \text{tinggi bersih kolom} = 1/6 \times 2600 = 433,33 \text{ mm}$$

$$\geq 500 \text{ mm}$$

dimana s tidak boleh lebih besar dari:

$$\begin{aligned}
 & - \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil kolom} = \frac{1}{4} \times 800 = 200 \text{ mm} \\
 & - 6 \times d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm} \\
 & - S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \\
 & S_o = 100 + \left(\frac{350 - (0,5 \times (800 - 2 \times (40 + 13/2)))}{3} \right) \\
 & \quad = 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dimana S_o tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Maka dipakai jarak sengkang (s) = 100 mm

$A_{sh_{min}}$ sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Dimana:

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

b_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

F_{yh} = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

Dengan Asumsi:

$S = 100 \text{ mm}$

$b_c = b - 2d' - ds = 800 - 2(16) - 40 = 728 \text{ mm}$

$$A_g = 800 \times 800 = 640000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (800-40)^2 = 577600 \text{ mm}^2$$

$$F_{yh} = 400 \text{ MPa}$$

Maka:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{100(728)(40)}{400} \left[\frac{640000}{577600} - 1 \right] = 235,94 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{100 \cdot 728 \cdot 40}{400} = 655,2 \text{ mm}^2$$

Sehingga digunakan 4D16-100 ($A_{sh}=804,24 \text{ mm}^2$) $> 655,2 \text{ mm}^2$

Karena beban aksial terfaktor kolom minimal $4939973 \text{ N} > 2560000 \text{ N}$, maka V_c

$$\begin{aligned} V_c &= \left(1 + \frac{Nu}{14 A_g} \right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b w d \\ &= \left(1 + \frac{4939973}{14 \times 800 \times 800} \right) \frac{\sqrt{40}}{6} \times 800 \times 728 \\ &= 952370,8 \text{ N} \\ &= 952,37 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan 4D16 – 100 mm ($A_v = 804,24 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s f_y d}{s} \\ &= \frac{804,24 \times 400 \times 728}{100} \\ &= 2341969 \text{ N} \\ &= 2341,969 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka :

$$\Phi(V_s + V_c) > V_u$$

$$1 (952,37 + 2341,969) > 323,62 \text{ kN}$$

$$3294,34 \text{ kN} > 323,62 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

Ini membuktikan bahwa A_{sh} sudah cukup untuk menahan geser.

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

$$- 6 \times d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$- 150$$

mm

Maka dipakai $s = 150 \text{ mm}$.

4.5.3.9 Panjang Lewatan Sambungan

Sambungan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.2.2, sebagai berikut :

$$l_d = \frac{d_b f_y}{4 \sqrt{f'_c}} \geq 0,04 d_b f_y$$

$$l_d = \frac{25 (400)}{4 \sqrt{40}} \geq 0,04 25 (400)$$

$$l_d = 395,28 \text{ mm} \geq 400 \text{ mm}$$

Sehingga panjang lewatan yang digunakan adalah 400 mm.

4.5.3.10 Kontrol Kebutuhan penulangan Torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari :

$$N_u = 4939978 \text{ N}$$

$$T_u = 554900 \text{ Nmm}$$

$$T_n = \phi 0,33 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0,33 \sqrt{f'_c}}}$$

$$T_n = 0,6 \cdot 0,33 \sqrt{40} \left(\frac{640000}{3200} \right) \sqrt{1 + \frac{4939973}{0,33 \sqrt{40}}}$$

$$T_n = 411002369413 \text{ Nmm}$$

$$T_n > T_u$$

411002369413 Nmm > 554900 Nmm

Maka tulangan torsi diabaikan.

Dengan cara perhitungan yang sama seperti diatas, didapatkan hasil penulangan kolom jenis yang lain terdapat pada tabel 4.35 berikut:

Tabel 4.40 Penulangan Kolom

Tipe Kolom	Tulangan Longitudinal		Tulangan Geser				Panjang lewatan (mm)
	n	D(mm)		n	D(mm)	mm	
60/60 Prategang	12	25	Sendi Plastis	3	16	100	400
			Diluar Sendi plastis	3	16	150	
60/60	8	25	Sendi Plastis	3	16	100	400
			Diluar Sendi plastis	3	16	150	
70/70	12	25	Sendi Plastis	3	16	100	400
			Diluar Sendi plastis	3	16	150	
80/80	16	25	Sendi Plastis	4	16	100	400
			Diluar Sendi plastis	4	16	150	

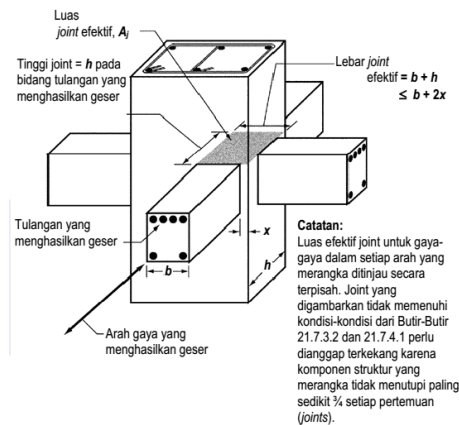
4.5.4 Hubungan Balok Kolom

4.5.4.1 Umum

Sesuai dalam ketentuan yang telah diatur oleh SNI bahwa suatu joint telah diatur secara lengkap dalam SNI 2847:2013 pasal 21.7 yaitu mengenai *joint* rangka momen khusus. Dimana dalam suatu *joint* telah dijelaskan dalam pasal 21.7.3.2 telah dijelaskan bahwa komponen struktur merangka kedalam semua empat sisi joint bilamana setiap lebar komponen struktur adalah paling sedikit ($\frac{3}{4}$) lebar kolom.

Kekuatan geser nominal (V_n) untuk beton berat normal dalam SNI pasal 21.7.4 telah disebutkan bahwa $V_{n,joint}$ tidak boleh diambil lebih besar dari nilai yang ditetapkan sebagai berikut :

- Untuk *joint* yang terkekang oleh balok-balok pada semua empat muka, $V_n = 1.7x\sqrt{f'c} A_j$
- Untuk *joint* yang terkekang oleh balok-balok pada tiga muka atau pada dua muka yang berlawanan, $V_n = 1.2x\sqrt{f'c} A_j$
- Untuk kasus-kasus lainnya, $V_n = 1x\sqrt{f'c} A_j$



Gambar 4.28 Hubungan Balok Kolom

4.5.4.2 Data Perencanaan

Pada perencanaan hubungan balok kolom terdapat beberapa jenis hubungan balok kolom, yaitu terdapat dalam tabel berikut.

Tabel 4.41 Jenis Hubungan Balok Kolom

tipe	sisi terkekang	pengekang			
A	2	BI 1	BI 2		
B	3	BI 1	BI 1	BI 2	
C	3	BI 1	BI 2	BI 3	
D	4	BI 1	BI 1	BI 2	BI 3
E	3	BI 1	BI 1	BP	

Terdapat beberapa jenis kolom, sehingga pada perhitungan hubungan balok kolom diambil salah satu jenis kolom pada salah satu tipe hubungan balok kolom.

Tabel 4.42 HBK Type A

Tipe A				
K1	600	600	(3/4 h)	
BI 1	400	500	450	tidak mengekang
BI 2	400	600	450	tidak mengekang

Meskipun pada hubungan balok kolom tipe A tersebut bertemu 2 balok tetapi menurut SNI 2847:2013 pasal 21.7.3.2, balok tersebut belum dikategorikan mengekang kolom. Sehingga joint tersebut termasuk **kondisi lain lain**.

4.5.4.3 Perhitungan Hubungan Balok Kolom

Pada data hubungan balok kolom tipe A yang telah tersebut diatas, didapat dimensi hbk, yaitu:

$$b = b \text{ balok} = 400 \text{ mm}$$

$$h = h \text{ kolom} = 800 \text{ mm}$$

sehingga:

$$A_j = b \times h = 320000 \text{ mm}^2$$

$$F'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$V_n = 1x\sqrt{f'_c} A_j = 1x\sqrt{40}x320000 = 1517893,27 \text{ N}$$

(kuat geser)

Dari analisa struktur dengan program bantu SAP 2000 didapatkan, nilai gaya geser terbesar adalah 42283,21 kg = 422832,1 N < V_n hbk... (OK).

Kuat geser hubungan balok kolom lebih besar daripada kuat geser yang terjadi, sehingga hubungan balok kolom tipe A memenuhi persyaratan.

Dengan menggunakan perhitungan yang sama untuk semua tipe hubungan balok kolom, didapatkan hasil semua hubungan balok kolom yang direncanakan memenuhi persyaratan. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.41 hingga 4.46.

Tabel 4.43 HBK type A dengan berbagai jenis kolom

Tipe A				
K1	600	600	(3/4 h)	
BI 1	400	500	450	tidak mengekang
BI 2	400	600	450	tidak mengekang
V_n	1	akar $f'_c A_g$		
	1517893,277	N	OK	
K2	700	700	(3/4 h)	
BI 1	400	500	525	tidak mengekang
BI 2	400	600	525	tidak mengekang
V_n	1	akar $f'_c A_g$		
	1770875,49	N	OK	

K4	800	800	(3/4 h)	
BI 1	400	500	600	tidak mengekang
BI 2	400	600	600	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	2023857,703	N	OK	

Tabel 4.44 HBK Type B dengan berbagai jenis kolom

Tipe B				
K1	600	600	(3/4 h)	
BI.1	400	500	450	tidak mengekang
BI.1	400	600	450	tidak mengekang
BI 2	400	600	450	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	1517893	N	OK	
K1	700	700	(3/4 h)	
BI.1	400	500	525	tidak mengekang
BI.1	400	600	525	tidak mengekang
BI 2	400	600	525	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	1770875	N	OK	
K1	800	800	(3/4 h)	
BI.1	400	500	600	tidak mengekang
BI.1	400	600	600	tidak mengekang
BI 2	400	600	600	tidak mengekang

Vn	1	akar f'c Ag		
	2023858	N	OK	

Tabel 4.45 HBK Type C dengan berbagai jenis kolom

Tipe C				
K1	600	600	(3/4 h)	
BI.1	400	500	450	tidak mengekang
BI.2	400	600	450	tidak mengekang
BI 3	400	600	450	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	1517893	N	OK	
K1	700	700	(3/4 h)	
BI.1	400	500	525	tidak mengekang
BI.2	400	600	525	tidak mengekang
BI 3	400	600	525	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	1770875	N	OK	
K1	800	800	(3/4 h)	
BI.1	400	650	600	tidak mengekang
BI.2	400	650	600	tidak mengekang
BI 3	400	750	600	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	2023858	N	OK	

Tabel 4.46 HBK Type D dengan berbagai jenis kolom

Tipe D				
K1	600	600	(3/4 h)	
BI.1	400	500	450	tidak mengekang
BI.2	400	600	450	tidak mengekang
BI.2	400	600	450	tidak mengekang
BI 3	400	600	450	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	1517893	N	OK	
K1	700	700	(3/4 h)	
BI.1	400	500	525	tidak mengekang
BI.2	400	600	525	tidak mengekang
BI.2	400	600	525	tidak mengekang
BI 3	400	600	525	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	1770875	N	OK	
K1	800	800	(3/4 h)	
BI.1	400	500	600	tidak mengekang
BI.2	400	600	600	tidak mengekang
BI.2	400	600	600	tidak mengekang
BI 3	400	600	600	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	2023858	N	OK	

Tabel 4.47 HBK Type E dengan berbagai jenis kolom

Tipe E				
K1	600	600	(3/4 h)	
BI.2	400	600	450	tidak mengekang
BI.2	400	600	450	tidak mengekang
BP	450	800	450	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	1707630	N	OK	

4.6 PERENCANAAN PONDASI

4.6.1 Umum

Pondasi merupakan komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Untuk merencanakan pondasi harus memperhatikan beberapa hal diantaranya jenis tanah, kondisi tanah dan struktur tanah, karena sangat berkaitan dengan daya dukung tanah tersebut dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Penyelidikan atas tanah tersebut sangatlah perlu dilakukan agar mendapatkan parameter-parameter sebagai masukan dalam perencanaan, agar didapatkan pondasi yang stabil, aman, dan efisien.

4.6.2 Beban Struktur

Beban struktur menentukan bagaimana perencanaan pondasi yang akan dilakukan. beban struktur disalurkan melalui kolom kemudian ke tiang pancang. Sehingga perencanaan tiang pancang di tinjau perkolom. Beban yang bekerja pada pondasi adalah kombinasi beban dari $1D+1L+1Ex+0,3Ey$ yang didapat dari program bantu SAP yang dapat dilihat pada tabel 4.47

Tabel 4.48 Beban yang terdapat pada Kolom

Joint	Beban		Mx	My	Hx	Hy
Text	Kgf	Tonf	tm	tm	t	t
P1	345917,580	345,918	12,839	41,958	10,490	3,728
P2	471037,110	471,037	12,950	43,597	11,479	4,914
P3	471086,010	471,086	17,111	43,570	11,470	2,416
P4	345309,870	345,310	15,206	41,884	10,466	2,380
P5	411673,830	411,674	12,321	43,338	11,313	4,096
P6	606162,020	606,162	11,372	43,855	11,629	5,962

P7	606260,340	606,260	18,692	43,826	11,619	1,495
P8	411274,810	411,275	15,706	43,255	11,284	2,110
P9	424262,950	424,263	12,175	43,226	11,244	4,089
P10	623459,410	623,459	11,297	43,757	11,574	5,905
P11	614466,130	614,466	18,550	43,434	11,376	1,474
P12	415280,590	415,281	15,450	42,821	11,019	2,160
P13	423420,960	423,421	12,012	43,149	11,211	4,044
P14	618413,240	618,413	11,113	43,665	11,530	5,848
P15	580618,290	580,618	18,735	43,965	11,706	1,153
P16	380709,360	380,709	15,085	43,254	11,307	2,178
P17	426044,650	426,045	11,907	43,068	11,178	3,988
P18	622641,350	622,641	11,026	43,500	11,449	5,771
P19	586938,330	586,938	18,611	43,966	11,732	1,133
P20	383109,860	383,110	15,025	43,332	11,379	2,160
P21	433135,230	433,135	12,088	42,952	11,131	4,003
P22	610736,050	610,736	11,188	43,359	11,391	5,810
P23	607416,070	607,416	18,315	43,377	11,409	1,461
P24	427622,610	427,623	15,412	42,891	11,123	2,051
P25	435971,340	435,971	12,211	42,729	11,032	4,037
P26	607763,650	607,764	11,315	43,154	11,304	5,855
P27	607556,680	607,557	18,417	43,130	11,298	1,521
P28	434661,710	434,662	15,509	42,647	11,009	2,101
P29	419977,770	419,978	12,307	42,338	10,852	4,068
P30	594319,580	594,320	11,346	42,846	11,166	5,939
P31	594364,660	594,365	18,593	42,817	11,158	1,516
P32	418893,980	418,894	15,604	42,257	10,828	2,132
P33	348371,670	348,372	12,745	37,972	8,236	3,734

P34	473191,920	473,192	12,846	37,223	7,764	4,923
P35	473301,650	473,302	16,986	37,184	7,752	2,429
P36	347348,690	347,349	15,086	37,897	8,216	2,391

4.6.3 Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *prestressed spun pile*. Tiang pancang yang digunakan ada dua macam yaitu:

1. Tiang Pancang D80

- *Outside diameter* = 800 mm
- *Wall Thickness* = 100 mm
- *Kelas* = A1
- *Concret cross section* = 2564 cm²
- *Unit weight* = 641 kg/m
- *Bending Moment crack* = 40.7 tm
- *Bending moment ultimate* = 63,6 tm
- *Allowable axial load* = 415 ton

4.6.4 Data Tanah

Penentuan jenis pondasi yang digunakan berdasarkan beban yang terdapat diatasnya dan. daya dukung tanah. beban diatas pondasi didapat dari hasil perhitungan struktur.

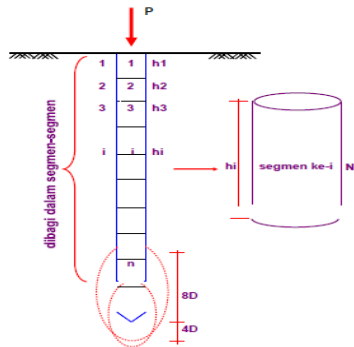
Setelah itu dilakukan penyelidikan data tanah untuk mengetahui bagaimana daya dukung tanah, sehingga dapat menentukan jenis pondasi serta kedalaman pondasi yang dibutuhkan. Data tanah pada perencanaan ini diambil sesuai data penyelidikan tanah di daerah kota Surabaya.

4.6.4.1 Daya dukung tiang pancang tunggal

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli.

Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah
Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$:
 - a. $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$
 - b. $N_1 = 0.6 N$
 Kemudian pilih harga N_1 yang terkecil
2. Koreksi terhadap Overburden
Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal
 $N_2 = 4N_1 / (1 + 0.4 P_o)$ untuk $P_o < 7.5$ ton
 $N_2 = 4N_1 / (3.25 + 0.1 P_o)$ untuk $P_o > 7.5$ ton
 Tiang pancang dibagi menjadi n segmen, seperti gambar berikut



Gambar 4.29 Pembagian Segmen Tiang Pancang

$$P_{ult} = C_n \cdot A_{ujung} + \sum C_{li} \cdot A_{si}$$

Dimana:

C_{li} = hambatan geser tiang pada segmen i

C_{li} = f_{si}

A_{si} = Luas selimut tiang

O_i = keliling tiang

C_n = 40 N

Harga N merupakan rata-rata N2 4D dibawah ujung smpa 8D diatas ujung tiang.

$$C_{li} = f_{si} = \dots / 2$$

Sehingga:

$$P_{ult \text{ tiang}} = 40 \text{ N} \cdot A_{ujung} + \sum (N_i / 2) \cdot A_{si}$$

$$P_{ijin \text{ tiang}} = P_{ult} / SF, \text{ dengan } SF = 2$$

Tabel 4.49 Dava Dukung Tanah

Depth (m)	N (blow/ft)	L/P	N >15sand	\bar{e}_{sat} (t/m ³)	\bar{e}' (t/m ³)	po (ton/m ²)	N Corr	N rata2 ujung	Q _{ujung} (ton)	f_{bi} (ton/m ²)	R _{ai} (ton)	S R _{ai} (ton)	Quit = Q _{ujung} + S	Q _{lim} = Quit/SF SF=3, (ton)
1	2	L	2	1,738	1,738	0,869	4,00	3,79	76,20	2,00	2,51	2,51	78,72	26,24
1,5	2	L	2	1,738	1,738	1,738	4,00	3,66	73,49	2,00	2,51	5,03	78,52	26,17
2	2	L	2	1,738	0,738	2,107	4,00	3,49	70,24	2,00	2,51	7,54	77,78	25,93
2,5	2	L	2	1,738	0,738	2,476	4,00	3,32	66,69	2,00	2,51	10,05	76,75	25,58
3	2	L	2	1,738	0,738	2,845	3,74	3,16	63,63	1,87	2,35	12,40	76,03	25,34
3,5	2	L	2	1,738	0,738	3,214	3,50	3,00	60,41	1,75	2,20	14,60	75,01	25,00
4	2	P	2	1,738	0,738	3,583	3,29	2,86	57,60	0,66	0,83	15,43	73,02	24,34
4,5	1,75	P	1,75	1,738	0,738	3,952	2,71	2,74	55,11	0,54	0,68	16,11	71,22	23,74
5	1,5	P	1,5	1,738	0,738	4,321	2,20	2,61	52,52	0,44	0,55	16,66	69,18	23,06
5,5	1,25	P	1,25	1,809	0,809	4,7255	1,73	2,46	49,56	0,35	0,43	17,10	66,66	22,22
6	1,25	P	1,25	1,809	0,809	5,13	1,64	2,33	46,76	0,33	0,41	17,51	64,27	21,42
6,5	1	P	1	1,809	0,809	5,5345	1,24	2,20	44,17	0,25	0,31	17,82	61,99	20,66
7	1	P	1	1,809	0,809	5,939	1,18	2,08	41,84	0,24	0,30	18,12	59,96	19,99
7,5	1	P	1	1,809	0,809	6,3435	1,13	1,87	37,61	0,23	0,28	18,41	56,01	18,67

8	0,75	P	0,75	1,809	0,809	6,748	0,81	1,66	33,38	0,16	0,20	18,61	51,99	17,33
8,5	0,25	P	0,25	1,809	0,809	7,1525	0,26	1,45	29,14	0,05	0,07	18,67	47,82	15,94
9	0,1	P	0,1	1,809	0,809	7,557	0,10	1,24	24,91	0,02	0,03	18,70	43,61	14,54
9,5	0	P	0	1,809	0,809	7,9615	0,00	1,09	21,94	0,00	0,00	18,70	40,64	13,55
10	0	P	0	1,809	0,809	8,366	0,00	0,96	19,22	0,00	0,00	18,70	37,92	12,64
10,5	0	P	0	1,738	0,738	8,735	0,00	0,93	18,66	0,00	0,00	18,70	37,36	12,45
11	0	P	0	1,738	0,738	9,104	0,00	0,93	18,69	0,00	0,00	18,70	37,39	12,46
11,5	0	P	0	1,738	0,738	9,473	0,00	1,00	20,20	0,00	0,00	18,70	38,90	12,97
12	0	P	0	1,738	0,738	9,842	0,00	1,15	23,12	0,00	0,00	18,70	41,81	13,94
12,5	1	P	1	1,738	0,738	10,211	0,94	1,34	27,04	0,19	0,24	18,93	45,97	15,32
13	1	P	1	1,738	0,738	10,58	0,93	1,60	32,27	0,19	0,23	19,17	51,43	17,14
13,5	3	P	3	1,738	0,738	10,949	2,76	1,91	38,44	0,55	0,69	19,86	58,30	19,43
14	3	P	3	1,738	0,738	11,318	2,74	2,31	46,45	0,55	0,69	20,55	67,00	22,33
14,5	4	P	4	1,738	0,738	11,687	3,62	2,81	56,56	0,72	0,91	21,46	78,02	26,01
15	5	P	5	1,738	0,738	12,056	4,49	3,39	68,08	0,90	1,13	22,59	90,66	30,22
15,5	6	L	6	1,704	0,704	12,408	5,34	4,05	81,47	2,67	3,36	25,95	107,42	35,81
16	7	L	7	1,704	0,704	12,76	6,19	4,76	95,77	3,09	3,89	29,83	125,60	41,87
16,5	8	L	8	1,704	0,704	13,112	7,02	5,49	110,40	3,51	4,41	34,24	144,65	48,22

17	10	L	10	1,704	0,704	13,464	8,70	6,24	125,37	4,35	5,47	39,71	165,08	55,03
17,5	12	L	12	1,704	0,704	13,816	10,36	7,02	141,11	5,18	6,31	46,22	187,33	62,44
18	13	P	13	1,704	0,704	14,168	11,14	7,84	157,61	2,23	2,80	49,02	206,63	68,88
18,5	15	P	15	1,704	0,704	14,52	12,76	8,70	174,86	2,55	3,21	52,23	227,08	75,69
19	16	L	16	1,704	0,704	14,872	13,51	9,50	190,99	6,76	8,49	60,72	251,71	83,90
19,5	16,5	L	16,5	1,704	0,704	15,224	13,83	10,30	207,02	6,91	8,69	69,41	276,43	92,14
20	17	L	17	1,704	0,704	15,576	14,14	10,99	221,00	7,07	8,89	78,29	299,30	99,77
20,5	18	L	18	1,673	0,673	15,913	14,87	11,68	234,89	7,44	9,34	87,64	322,53	107,51
21	19	L	19	1,673	0,673	16,249	15,59	12,32	247,73	7,80	9,80	97,43	345,17	115,06
21,5	20	L	20	1,673	0,673	16,586	16,30	12,99	261,21	8,15	10,24	107,67	368,88	122,96
22	20	L	20	1,673	0,673	16,922	16,19	13,65	274,48	8,09	10,17	117,85	392,32	130,77
22,5	20	L	20	1,673	0,673	17,259	16,08	14,30	287,54	8,04	10,10	127,95	415,48	138,49
23	20	L	20	1,673	0,673	17,595	15,97	14,94	300,39	7,98	10,03	137,98	438,37	146,12
23,5	20	L	20	1,673	0,673	17,932	15,86	15,48	311,32	7,93	9,97	147,95	459,27	153,09
24	20	L	20	1,673	0,673	18,268	15,76	15,97	321,14	7,88	9,90	157,85	478,99	159,66
24,5	22	L	22	1,673	0,673	18,605	17,22	16,24	326,54	8,61	10,82	168,67	495,21	165,07
25	23	L	23	1,673	0,673	18,941	17,88	16,45	330,66	8,94	11,24	179,91	510,56	170,19
25,5	24	L	24	1,743	0,743	19,313	18,53	16,63	334,34	9,26	11,64	191,55	525,89	175,30

26	25	L	25	1,743	0,743	19,684	19,16	16,82	338,10	9,38	12,04	203,59	541,68	180,56
26,5	25	L	25	1,743	0,743	20,056	19,03	17,01	341,93	9,51	11,96	215,54	557,48	185,83
27	26	L	26	1,743	0,743	20,427	19,65	17,17	345,23	9,82	12,35	227,89	573,12	191,04

Sehingga diambil kedalaman tiang pancang sebagai berikut:

Beban ijin aksial 1 tiang = 415 ton
 Beban ijin aksial 1 tiang dibagi SF (SF=2) = 207,5 ton
 Pada kedalaman 27 m daya dukung tanah = 191,04 ton
 Sehingga kedalaman tiang pancang sebesar 27 m

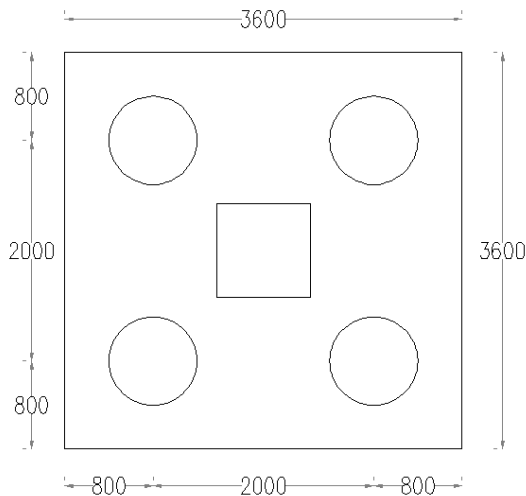
Daya dukung tiang pancang kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang. Perhitungan ditunjukkan pada tabel 4.49.

$$n = \frac{P_n}{P_{ijin}}$$

Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkaan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1 meter.

- Jarak antar tiang :
2,5 D = 200 cm
- Jarak tepi tiang pancang :
1 D = 800 mm



Gambar 4.30 Pengaturan Jarak Tiang Pancang Pondasi Kolom

Tabel 4.50 Jumlah Kebutuhan Tiang Pancang

Joint	Beban		Mx	My	Hx	Hy	Pijin 1tiang pancang (D80)	Jumlah Tiang Pancang (D80)	
	Kgf	Tonf						Buah	Buah
Text			tm	tm	t	t	Ton		
P1	345917,580	345,918	12,839	41,958	10,490	3,728	191,04	1,810699	2
P2	471037,110	471,037	12,950	43,597	11,479	4,914	191,04	2,465635	3
P3	471086,010	471,086	17,111	43,570	11,470	2,416	191,04	2,465891	3
P4	345309,870	345,310	15,206	41,884	10,466	2,380	191,04	1,807518	2
P5	411673,830	411,674	12,321	43,338	11,313	4,096	191,04	2,154899	3
P6	606162,020	606,162	11,372	43,855	11,629	5,962	191,04	3,172944	4
P7	606260,340	606,260	18,692	43,826	11,619	1,495	191,04	3,173459	4
P8	411274,810	411,275	15,706	43,255	11,284	2,110	191,04	2,152811	3
P9	424262,950	424,263	12,175	43,226	11,244	4,089	191,04	2,220797	3
P10	623459,410	623,459	11,297	43,757	11,574	5,905	191,04	3,263487	4
P11	614466,130	614,466	18,550	43,434	11,376	1,474	191,04	3,216412	4

P12	415280,590	415,281	15,450	42,821	11,019	2,160	191,04	2,173779	3
P13	423420,960	423,421	12,012	43,149	11,211	4,044	191,04	2,216389	3
P14	618413,240	618,413	11,113	43,665	11,530	5,848	191,04	3,237073	4
P15	580618,290	580,618	18,735	43,965	11,706	1,153	191,04	3,039236	4
P16	380709,360	380,709	15,085	43,254	11,307	2,178	191,04	1,992816	3
P17	426044,650	426,045	11,907	43,068	11,178	3,988	191,04	2,230123	3
P18	622641,350	622,641	11,026	43,500	11,449	5,771	191,04	3,259205	4
P19	586938,330	586,938	18,611	43,966	11,732	1,133	191,04	3,072318	4
P20	383109,860	383,110	15,025	43,332	11,379	2,160	191,04	2,005382	3
P21	433135,230	433,135	12,088	42,952	11,131	4,003	191,04	2,267239	3
P22	610736,050	610,736	11,188	43,359	11,391	5,810	191,04	3,196887	4
P23	607416,070	607,416	18,315	43,377	11,409	1,461	191,04	3,179509	4
P24	427622,610	427,623	15,412	42,891	11,123	2,051	191,04	2,238383	3
P25	435971,340	435,971	12,211	42,729	11,032	4,037	191,04	2,282084	3
P26	607763,650	607,764	11,315	43,154	11,304	5,855	191,04	3,181328	4
P27	607556,680	607,557	18,417	43,130	11,298	1,521	191,04	3,180245	4
P28	434661,710	434,662	15,509	42,647	11,009	2,101	191,04	2,275229	3

P29	419977,770	419,978	12,307	42,338	10,852	4,068	191,04	2,198366	3
P30	594319,580	594,320	11,346	42,846	11,166	5,939	191,04	3,110955	4
P31	594364,660	594,365	18,593	42,817	11,158	1,516	191,04	3,111191	4
P32	418893,980	418,894	15,604	42,257	10,828	2,132	191,04	2,192693	3
P33	348371,670	348,372	12,745	37,972	8,236	3,734	191,04	1,823545	2
P34	473191,920	473,192	12,846	37,223	7,764	4,923	191,04	2,476915	3
P35	473301,650	473,302	16,986	37,184	7,752	2,429	191,04	2,477489	3
P36	347348,690	347,349	15,086	37,897	8,216	2,391	191,04	1,81819	2

Perhitungan Daya Dukung Tiang Kelompok:

Untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut koefisien efisiensi (η). Daya dukung pondasi kelompok menurut Seiler-Keeney Formula. Efisiensi :

$$(\eta) = \left\{ 1 - \left(\frac{36s}{75S^2 - 7} \right) \times \left(\frac{(m+n-2)}{m+n-1} \right) \right\} + \frac{0,3}{m+n}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group

n = jumlah kolom tiang pancang dalam group

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

Hasil dari $Q_L (\text{group}) > P$ yang terjadi (OK). Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.51

Tabel 4.51 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Group

beban (Pu)	Pijin	jumlah tiang pancang	Diameter	Konfigurasi Tiang		Jarak antar Tiang (s)	Efisiensi	Kontrol Efisiensi	KET	
				m	n					
ton	ton	buah	m	m	n			ton		
345,918	191,04	1,811	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
345,310	191,04	1,808	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
347,349	191,04	1,818	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
348,372	191,04	1,824	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
380,709	191,04	1,993	3	0,8	2	3	2	0,876	501,883	OK
471,037	191,04	2,466	3	0,8	2	3	2	0,876	501,883	OK
471,086	191,04	2,466	3	0,8	2	3	2	0,876	501,883	OK
411,674	191,04	2,155	3	0,8	2	3	2	0,876	501,883	OK
411,275	191,04	2,153	3	0,8	2	3	2	0,876	501,883	OK
424,263	191,04	2,221	3	0,8	2	3	2	0,876	501,883	OK
415,281	191,04	2,174	3	0,8	2	3	2	0,876	501,883	OK
423,421	191,04	2,216	3	0,8	2	3	2	0,876	501,883	OK

426,045	191,04	2,230	3	0,8	2	3	2	0,876	501,883	OK
383,110	191,04	2,005	3	0,8	2	3	2	0,876	501,883	OK
433,135	191,04	2,267	3	0,8	2	3	2	0,876	501,883	OK
427,623	191,04	2,238	3	0,8	2	3	2	0,876	501,883	OK
435,971	191,04	2,282	3	0,8	2	3	2	0,876	501,883	OK
434,662	191,04	2,275	3	0,8	2	3	2	0,876	501,883	OK
419,978	191,04	2,198	3	0,8	2	3	2	0,876	501,883	OK
418,894	191,04	2,193	3	0,8	2	3	2	0,876	501,883	OK
473,192	191,04	2,477	3	0,8	2	3	2	0,876	501,883	OK
473,302	191,04	2,477	3	0,8	2	3	2	0,876	501,883	OK
606,162	191,04	3,173	4	0,8	2	2	2	0,911	696,289	OK
606,260	191,04	3,173	4	0,8	2	2	2	0,911	696,289	OK
623,459	191,04	3,263	4	0,8	2	2	2	0,911	696,289	OK
614,466	191,04	3,216	4	0,8	2	2	2	0,911	696,289	OK
618,413	191,04	3,237	4	0,8	2	2	2	0,911	696,289	OK
580,618	191,04	3,039	4	0,8	2	2	2	0,911	696,289	OK
622,641	191,04	3,259	4	0,8	2	2	2	0,911	696,289	OK
586,938	191,04	3,072	4	0,8	2	2	2	0,911	696,289	OK

610,736	191,04	3,197	4	0,8	2	2	2	0,911	696,289	OK
607,416	191,04	3,180	4	0,8	2	2	2	0,911	696,289	OK
607,764	191,04	3,181	4	0,8	2	2	2	0,911	696,289	OK
607,557	191,04	3,180	4	0,8	2	2	2	0,911	696,289	OK
594,320	191,04	3,111	4	0,8	2	2	2	0,911	696,289	OK
594,365	191,04	3,111	4	0,8	2	2	2	0,911	696,289	OK

4.6.5 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang pancang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{max} = \frac{Pn}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{ijin} \text{ (1 tiang)}$$

Kontrol dilakukan pada tiap jenis susunan tiang pancang. Dimana P ijin (D80) = 191,04 ton. Sebagai contoh perhitungan adalah pondasi type 3 dengan gaya akibat kombinasi pembebanan 1D + 1L + 1Ex + 0,3Ey sebesar:

$$P_u = 623,46 \text{ t}$$

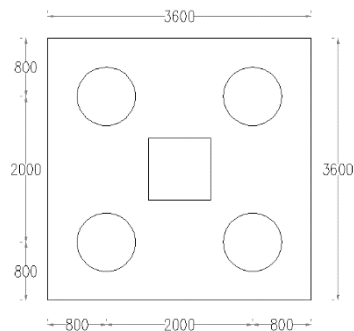
$$M_x = 18,73 \text{ tm}$$

$$M_y = 43,96 \text{ tm}$$

maka direncanakan jumlah pancang sebanyak:

$$\begin{aligned} n &= P_u / Q_{ijin} \\ &= 623,45 / 191,04 \\ &= 3,26 \approx 4 \end{aligned}$$

Dengan konfigurasi 4 pancang diameter 80 cm dan jarak antar pancang sebesar 2,5D, maka dilakukan penghitungan P_{max} yaitu:



Gambar 4.31 Konfigurasi Pondasi tiang 2x2

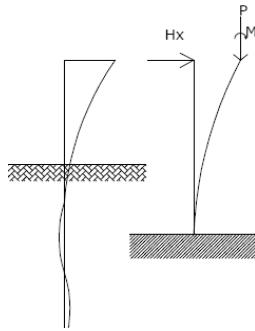
$$\begin{aligned}
x_1 &= 1,0 \text{ meter} \\
y_1 &= 1,0 \text{ meter} \\
x_{\max} &= 1,0 \text{ meter} \\
y_{\max} &= 1,0 \text{ meter} \\
\Sigma X^2 &= (1,0^2 + 1,0^2 + 1,0^2 + 1,0^2) = 4 \text{ m}^2 \\
\Sigma Y^2 &= (1,0^2 + 1,0^2 + 1,0^2 + 1,0^2) = 4 \text{ m}^2 \\
P_{\max} &= \frac{F_3}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\Sigma x^2} \\
P_{\max} &= \frac{623,45}{4} + \frac{(18,73) \cdot 1,}{4} + \frac{(43,96) \cdot 1,}{4} \\
P_{\max} &= 171,53 \text{ ton}
\end{aligned}$$

Nilai dari P_{\max} harus lebih kecil dari P_{ijin} tiang pondasi. Apabila untuk satu kombinasi pembebanan jumlah tiang sudah mencukupi, maka perlu adanya perhitungan yang sama untuk kombinasi pembebanan yang lainnya. Perhitungan setiap titik sama menggunakan cara seperti di atas, sehingga kebutuhan jumlah pondasi tiang dapat diketahui. Untuk konfigurasi pondasi tipe lainnya dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 4.52 Kontrol Beban Maksimum Tiang

Pondasi	Pu	Mx	My	n	xmax	ymax	ΣX^2	ΣY^2	Pmax	Pijin	KET
Type 1	348,37	15,09	43,85	2	1,00	0,00	2,00	0,00	181,73	191,04	OK
Type 2	473,30	17,11	43,60	3	1,00	0,87	2,00	2,24	186,16	191,04	OK
Type 3	623,46	18,73	43,97	4	1,00	1,00	4,00	4,00	171,54	191,04	OK

4.6.6 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 4.32 Diagram Gaya Lateral Tiang Pancang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

δ = defleksi yang terjadi

Fd = koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = *Relative stiffness Factor*

Type 2

Jumlah tiang = 4

H_{\max} = 11,57 t

H_{\max} 1 tiang = 2,89 t

D_r = 35.32%

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

f (soil modulus of elasticity coefficient) = 0.384 kg/cm³

E = 297254,1 kg/cm²

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (80 - 12)^4 = 1049555,84 \text{ cm}^4$$

$Fd = 1,5$ (deflection coefficient)

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{297254,1 \times 1049555,84}{0,384}\right)^{\frac{1}{5}} = 240,97 \text{ cm}$$

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 1,5 \left(\frac{1893,4 \times 240,97^3}{297254,1 \times 1049555,84}\right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,19 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm} \dots \text{Ok}$$

Kontrol Momen :

$M = Fm(PT) \leq M_{banding \text{ ultimate}}$ (dari Spesifikasi WKA BETON)

$Fm = 1$

$$M = 1(2,89 \times 2,4) \leq 63,60 \text{ tm}$$

$$M = 6,97 \text{ tm} \leq 63,60 \text{ tm} \quad \text{Ok}$$

Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.52

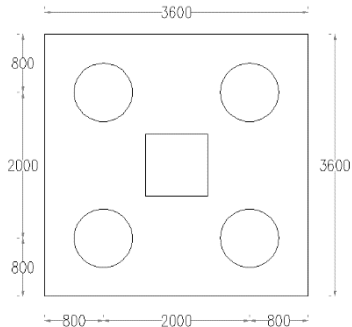
Tabel 4.53 Kontrol Lateral Tiang Pancang

Type tiang pancang	Jenis	H max 1 tiang	defleksi	Mmax	Mu ijin	Ket
		t	cm	tm	tm	
type 1	P1	5,244785	0,3528311	12,63828	63,6	OK
	P4	5,23306	0,3520423	12,61003	63,6	OK
	P36	4,108075	0,2763615	9,89917	63,6	OK
	P33	4,118225	0,2770443	9,923629	63,6	OK
type 2	P16	3,769137	0,2535602	9,082435	63,6	OK
	P2	3,826283	0,2574046	9,220141	63,6	OK
	P3	3,823433	0,2572129	9,213273	63,6	OK
	P5	3,770843	0,253675	9,086548	63,6	OK
	P8	3,761247	0,2530294	9,063423	63,6	OK

	P9	3,748073	0,2521432	9,031679	63,6	OK
	P12	3,67291	0,2470867	8,850559	63,6	OK
	P13	3,736923	0,2513931	9,004811	63,6	OK
	P17	3,726163	0,2506692	8,978883	63,6	OK
	P20	3,793097	0,255172	9,140172	63,6	OK
	P21	3,710413	0,2496097	8,940931	63,6	OK
	P24	3,7078	0,2494339	8,934633	63,6	OK
	P25	3,67749	0,2473949	8,861596	63,6	OK
	P28	3,669687	0,2468699	8,842792	63,6	OK
	P29	3,617453	0,243356	8,716926	63,6	OK
	P32	3,609427	0,242816	8,697585	63,6	OK
	P34	2,587887	0,1740942	6,235994	63,6	OK
	P35	2,583963	0,1738303	6,226540	63,6	OK
type 3	P6	2,907298	0,1955819	7,005674	63,6	OK
	P7	2,904775	0,1954122	6,999595	63,6	OK
	P10	2,893423	0,1946485	6,972239	63,6	OK
	P11	2,844095	0,1913301	6,853376	63,6	OK
	P14	2,882585	0,1939194	6,946124	63,6	OK
	P15	2,926383	0,1968658	7,051663	63,6	OK
	P18	2,862185	0,192547	6,896967	63,6	OK
	P19	2,933058	0,1973148	7,067747	63,6	OK
	P22	2,847773	0,1915775	6,862237	63,6	OK
	P23	2,852233	0,1918775	6,872984	63,6	OK
	P26	2,82596	0,1901101	6,809676	63,6	OK
	P27	2,8246	0,1900186	6,806399	63,6	OK
	P30	2,791513	0,1877927	6,726668	63,6	OK
	P31	2,789375	0,1876489	6,721518	63,6	OK

4.6.7 Perencanaan Poer (*Pile Cap*)

Pada perhitungan perencanaan tulangan poer di ambil salah satu contoh tipe poer, yaitu tipe D. Data perencanaan adalah sebagai berikut:



Gambar 4.33 Denah Poer Type 3

$$P_u = 6234,59 \text{ kN}$$

$$P_{\max} (1 \text{ tiang}) = 1715,4 \text{ kN}$$

$$\Sigma \text{ tiang pancang tiap group} = 4$$

$$\text{Dimensi kolom} = 800 \times 800 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dimensi pile cap} = 3,6 \times 3,6 \times 1 \text{ m}^3$$

$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan } (D) = 29 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif : } d = 1000 - 75 - \frac{1}{2} \times 29 - 13 = 897,5 \text{ mm}$$

Penulangan Pile Cap

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang

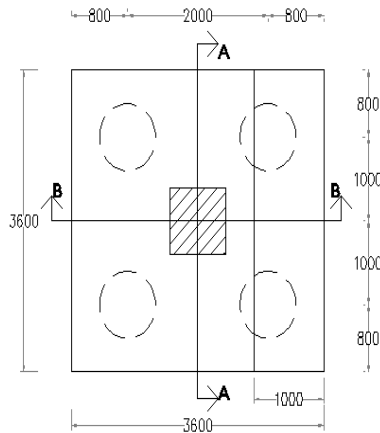
menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu

Berat Pile Cap (W_g): $2400 \times 3,6 \times 3,6 \times 1 = 31104 \text{ kg} = 311,04 \text{ kN}$

$$P_n, \text{Pile} = \frac{P_u + W_g(\text{pile cap})}{n \text{ pile}} = \frac{6234,59 + 311,04}{4} = 1636,4 \text{ kN}$$

$P_n \text{ Pile} < P \text{ max (1 tiang)}$
 $1636,4 \text{ kN} < 1715,4 \text{ kN (OK)}$

Desain untuk Geser One-way Shear



Gambar 4.34 Critical Section

$$P_{u, \text{Pile}} = \frac{P_u + 1,2 W_g(\text{pile cap})}{n \text{ pile}} = \frac{6234,59 + 1,2 \times 311,04}{4} = 1651,96 \text{ kN}$$

$$P_{u, \text{reduce}} = \frac{a}{\phi} P_{u, \text{pile}} = \frac{600}{800} \times 1651,96 = 1238,97 \text{ kN}$$

Pada daerah yang kritis gaya dari dua pile (reduced) dan berat sendiri pile cap. Sehingga gaya geser pada one-way shear adalah:

$$V_u = 2 P_{u, \text{reduce}} - \text{berat pile cap}$$

$$= 2(1238,97) - (24 \times 3,6 \times 1 \times 1)$$

$$= 2374,26 \text{ kN}$$

Kapasitas geser beton:

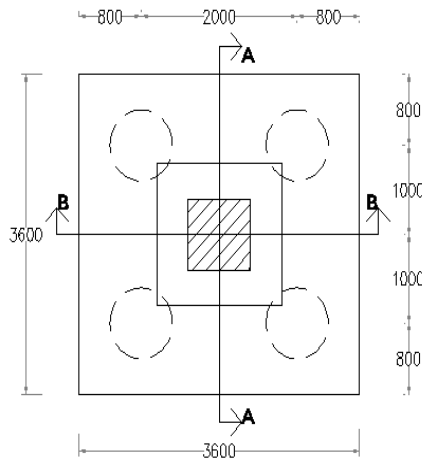
$$\phi V_c = 0,75 (f'_c)^{0,5} b \text{ pile cap } d$$

$$= 0,75 (40)^{0,5} 3600 \times 898,5$$

$$= 15325978,68 \text{ N} > V_u = 2374260,78 \text{ N (OK)}$$

Punching Shear

Bagian geser adalah pada $d/2$ dari muka kolom, seperti pada gambar dibawah.



Gambar 4.35 Critical Punching Surface

$$a_1 = 1,6 \text{ m}$$

$$b_1 = 1,6 \text{ m}$$

$$U = 2 (a_1 + b_1) = 6,4 \text{ m}$$

Pada SNI tidak memberikan prosedur eksplisit untuk memperhitungkan *punching load* pada pile cap. Sehingga punching load dapat diasumsikan sama dengan beban kolom

dikurang berat dari bagian pile yang terletak pada $d/2$ ($800/2=400$ mm). Punching Load bisa diperhitungkan sebagai berikut:

$$\lambda = 0,09$$

$$\beta = 1$$

$$P_{u,punch} = P_u + W_u - P_{pile(dalam\ d/2)}$$

$$= P_u + W_u - (n \cdot \lambda \cdot P_{u,pile})$$

$$= 6234,59 + (1,2 \cdot 24 \cdot 1,6 \cdot 1,6 \cdot 1) - (4 \cdot 0,09 \cdot 1651,96)$$

$$= 5700,98 \text{ kN}$$

Tegangan geser pada Punching area:

$$\tau_u = P_{u,punch} / U \cdot d = 5700,98 \cdot 10^3 / 6400 \cdot 898,5 = 0,99 \text{ MPa}$$

Kapasitas geser pada pile cap (dua arah) adalah nilai terkecil dari persamaan dibawah, dimana $U = b_o$.

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) \times b_o \times d = 18527405,34 \text{ N}$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha \cdot d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d = 22944125,34 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d = 11988321,1 \text{ N (Menentukan)}$$

Kapasitas geser beton:

$$V_c = 11988321,1 \text{ N} > P_{u,punch} = 5700982,25 \text{ N (OK)}$$

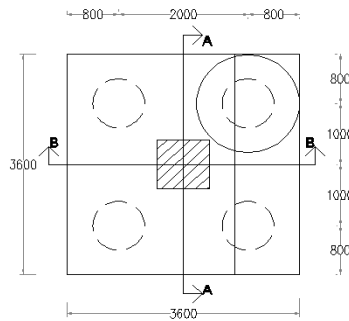
$$\tau_c = 0,33 \lambda (f_c)^{0,5}$$

$$= 0,33 \cdot 1 \cdot (40)^{0,5}$$

$$= 2,087 \text{ MPa} > \tau_u = 0,99 \text{ MPa (OK)}$$

Sehingga ketebalan pile cap memenuhi persyaratan untuk punching shear.

Punching Shear for individual pile



Gambar 4.36 Critical Punching Pile

$$P_{u,pile} = 1651,96 \text{ kN}$$

$$U = 5,024 \text{ m (dari autocad)}$$

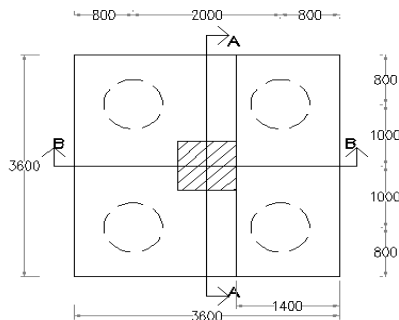
Tegangan geser ultimate :

$$\tau_u = P_{u,pile}/U.d = 1651,96 \cdot 10^3 / 5024 \cdot 897,5 = 0,387 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,366 \text{ MPa} < \tau_c = 2,087 \text{ MPa (OK)}$$

Desain untuk Lentur

Bagian paling kritis untuk lentur adalah pada muka kolom.



Gambar 4.37 Bagian Kritis untuk Desain Lentur

$$\begin{aligned}
 Mu &= n \cdot P_u \cdot \text{pile} \cdot X - W_u \cdot X \\
 &= 2 (1651,96) \cdot 0,569 - (1,2 \cdot 24 \cdot 3,6 \cdot 1,4 \cdot 1,4/2) \\
 &= 1880,74 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{1880,74 \times 10^6}{0,9 \times 3600 \times 897,5^2} = 0,72 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

$$\rho = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 0,73}{400}} \right) = 0,0018$$

$$\rho_{\min} = 0,25 (f_c')^{0,5} / f_y = 0,0039$$

$$\rho_{\min} = 1,4 / f_y = 0,0035$$

$$\beta_1 = 0,8$$

$$\text{Sehingga: } \rho \text{ pakai} = 0,0039$$

Tulangan dibutuhkan :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0039 \times 3600 \times 897,5 = 12771,65 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 20D29 ($A_s = 13210,40 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c' b} = \frac{13210,40 \cdot 400}{0,85 \cdot 40 \cdot 3600} = 43,17 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{43,17}{0,8} = 53,96 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{898,5}{53,96} - 1 \right) = 0,047$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

Tabel 4.54 Penulangan Pile Cap

Penulangan Pile Cappondasi	penulangan			
	arah x		arah y	
Type1	20	D29	9	D29
Type2	20	D29	18	D29
Type3	20	D29	20	D29

4.6.8 Perencanaan Balok Sloof

Struktur sloof dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan pada pondasi atau dalam kata lain sloof mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi : berat sendiri sloof, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Data Perencanaan

Data-data perancangan perhitungan sloof adalah sebagai berikut :

P kolom	= 623,46 ton
Panjang Sloof L	= 6,8 m
Mutu Beton f_c'	= 40 MPa
Mutu Baja f_y	= 400 MPa
Decking	= 50 mm
Diameter Tulangan Utama	= 29 mm
Diameter Sengkang	= 13 mm
Dimensi Sloof	= 500 mm x 750 mm
Tinggi Efektif	= 750–50–13–(1/2 . 29)
	= 672,5 mm

Dimensi Sloof

Pada perancangan *sloof* ini, penulis mengambil ukuran *sloof* berdasarkan *sloof* yang berhubungan dengan (kolom yang

mempunyai gaya aksial terbesar yaitu $P_u = 623,46$ ton. Penentuan dimensi dari sloof dilakukan dengan memperhitungkan syarat bahwa tegangan tarik yang terjadi tidak boleh melampaui tegangan ijin beton (modulus keruntuhan) yaitu sebesar :

$$f_r = 0,7 \times \sqrt{f'_c}$$

Maka perhitungannya :

Tegangan tarik ijin :

$$f_{r \text{ ijin}} = 0,7 \times \sqrt{40} = 4,43 \text{ Mpa}$$

Tegangan tarik yang terjadi

$$f_r = \frac{P_u}{0,8 \times b \times h} = \frac{623459,3}{0,8 \times 500 \times 750} = 2,07 \text{ Mpa} < f_{r \text{ ijin}} \text{..OK}$$

Penulangan Sloof

Penulangan Lentur Sloof

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangannya pada kolom. Adapun beban sloof adalah:

$$\begin{aligned} \text{Berat aksial } N_u &= 10\% \times 623,46 \text{ ton} \\ &= 62,34 \text{ ton} \end{aligned}$$

Berat yang diterima sloof :

$$\text{Berat sendiri} = 0,5 \times 0,75 \times 2,4 = 0,9 \text{ t/m}$$

$$Q_u = 1,2 \times 0,9 = 1,08 \text{ t/m}$$

Momen yang terjadi (tumpuan menerus)

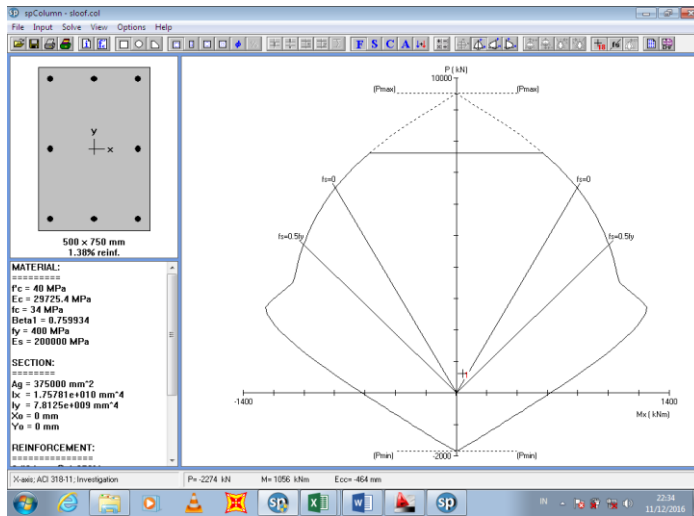
$$\begin{aligned} M_u &= 1/12 \cdot q_u \cdot L^2 \\ &= 1/12 \cdot 1,08 \cdot 5^2 \\ &= 9 \text{ tm} \\ &= 90 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lalu menggunakan program PCACol dengan memasukkan beban:

$$P = 623,45 \text{ kN}$$

$$M = 41,61 \text{ kNm}$$

Sehingga didapatkan diagram interaksi seperti pada di bawah ini :



Gambar 4.38 Diagram Interaksi Balok Sloof

Dari diagram interaksi untuk :

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa} \text{ didapat } \rho = 1,38\%$$

$$\text{Dipasang Tulangan } 8 \text{ D } 29 \text{ (As} = 5286.286 \text{ mm}^2\text{)}$$

Penulangan Geser Sloof

Dari diagram interaksi didapat ϕM_n sebesar = 909,81 kNm

$$\phi M_n = 810,87 \text{ kNm}$$

$$\phi = 0,9$$

$$M_{pr} = 810,87 / 0,9 = 900,96$$

$$V_u = \frac{M_{pr} + M_{pr}}{hn}$$

$$= \frac{900,96 + 900,96}{6,8} = 238,49 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} x \sqrt{f_c} x b w x d x \left[1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right] \\ &= \frac{1}{6} x \sqrt{40} x 500 x 672,5 \left[1 + \frac{623,45}{14 x 500 x 750} \right] \\ &= 354442,8 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,9 x 354442,8 \text{ N} = 318998,5 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ min} &= 1/3 x b w x d \\ &= 1/3 x 500 x 672,5 \\ &= 112083,3 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi(V_c + V_s \text{ min}) = 419873,5 \text{ N}$$

$$V_u < \phi(V_c + 2/3 (f_c^{0.5}) b w d) = 0,9 (354442,8 + 2/3 40^{0.5} 500 672,5) = 1594978 \text{ N (OK)}$$

Kriteria kebutuhan tulangan geser

1. $V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow$ Tidak perlu penguatan geser
 $238491,17 \text{ N} > 0,5 318998,5 = 1594978 \text{ N}$
 Sehingga membutuhkan tulangan geser
2. $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \rightarrow$ perlu tulangan geser minimum
 $159499,27 \text{ N} < 238491,2 \text{ N} < 318998,5 \text{ N}$
 memenuhi persyaratan tulangan geser minimum

Sehingga digunakan tulangan geser minimum

$$S_{\text{maks}} = d/2 = 672,5/2 = 336,25 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan sengkang D13-300 mm

4.7 METODE PELAKSANAAN

4.7.1 Umum

Metode pelaksanaan merupakan salah satu yang terpenting yang tidak dapat dipisahkan dalam suatu perencanaan konstruksi bangunan. Khususnya untuk balok pratekan, metode pelaksanaan dapat menentukan kinerja struktur yang direncanakan.

Pada sub bab ini akan dibahas metode pelaksanaan yang berkaitan dengan pekerjaan pengecoran balok, kolom dan pelat, namun lebih dikhususkan pada pekerjaan balok pratekan yang dicor secara monolit dengan kolom penahanya.

Metode pelaksanaan ini dimodelkan dalam program bantu SAP berupa *stage contraction*, sehingga besar gaya-gaya dalam yang bekerja saat pengangkuran dapat dilihat.

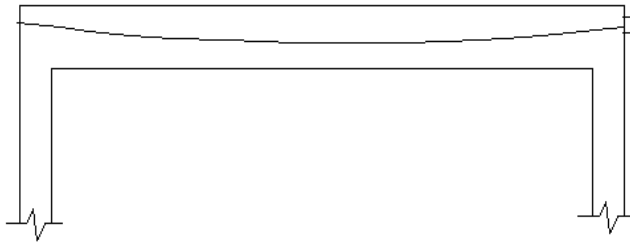
4.7.2 Pekerjaan Kolom, Balok dan Pelat Lantai

Pekerjaan yang pertama dilakukan adalah pengecoran kolom pada lantai satu. Setelah dilakukan pengecoran kolom pada lantai satu kemudian dilakukan pengecoran balok. Kemudian dilakukan pengecoran pelat.

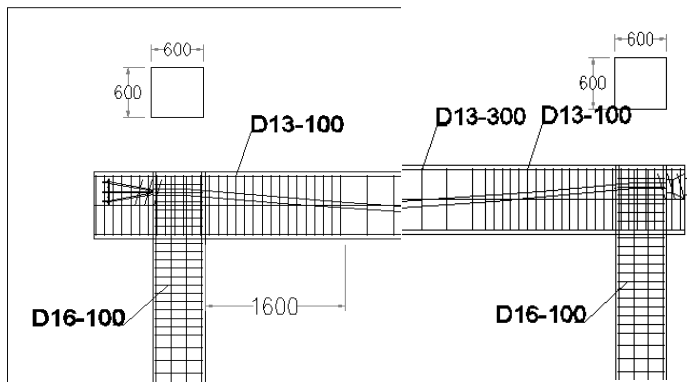
4.7.3 Pekerjaan Kolom, Balok Pratekan dan Pelat

Balok pratekan yang direncanakan dipasang pada lantai atap. Balok pratekan dan kolom yang memikul balok pratekan dicor secara monolit. Karena dalam pelaksanaannya digunakan metode post tension maka terlebih dahulu dilakukan pengecoran pada balok prategang dengan dibantu bekisting dan perancah, setelah beton mulai mengeras kemudian dilakukan pengangkuran dengan 1500 kN Kemudian setelah itu dilakukan pengecoran pelat.

Setelah pengecoran pelat, kemudian dilakukan pengecoran pada balok yang berada disekitar balok prategang seperti pada gambar 4.37 dan 4.38.



Gambar 4.39 Ilustrasi Pemasangan Balok Patekan



Gambar 4.40 Detail Penulangan Balok Patekan

Gaya prategang yang diberikan tiap balok memiliki pengaruh pada lantai dibawahnya, sehingga dalam desain penulangan lentur dan geser untuk balok prategang diambil gaya – gaya terbesar yang terjadi pada balok pratekan kedua

Metode pekerjaan struktur untuk balok yang lainnya sama dengan metode pada balok lainnya

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Springwood Menggunakan Beton Bertulang dan Balok Pratekan Monolit Pascatarik ini ditarik kesimpulan, diantaranya adalah sebagai berikut:

1. Perencanaan balok prategang didasari oleh kebutuhan ruang pertemuan dengan luas yang maksimal tanpa adanya kolom-kolom yang menghalangi pada lantai 15
2. Perencanaan Gedung Apartemen Springwood memiliki dimensi struktur sekunder dan struktur utama yang didapatkan dari SNI 2847:2013, ditunjukkan sebagai berikut:

Struktur Sekunder:

- Balok anak
 - BA.1 : 30/40 cm
 - Tulangan lentur : 4D13
 - Tulangan geser : D10-100
 - BA.2 : 30/45 cm
 - Tulangan lentur : 4D13
 - Tulangan geser : D10-100
 - BA 3 : 30/45 cm
 - Tulangan lentur : 4D13
 - Tulangan geser : D10-100
- Balok lift : 30/45 cm
 - Tulangan lentur : 6D22
 - Tulangan geser : D10-150
- Balok bordes : 30/35 cm
 - Tulangan lentur : 4D13
 - Tulangan geser : D10-150

- Tebal Pelat bordes : 12 cm
 - Tulangan lentur : D13-100
- Tebal Pelat tangga : 12 cm
 - Tulangan lentur : D13-100
- Tebal pelat atap : 12 cm
 - Tulangan lentur y : D10-200
 - Tulangan lentur x : D10-300
- Tebal Pelat lantai 1-14 : 12 cm
 - Tulangan lentur y : D10-150
 - Tulangan lentur x : D10-300
- Tebal Pelat lantai 15 : 12 cm
 - Tulangan lentur y : D10-100
 - Tulangan lentur x : D10-250
- Struktur Utama:
- Balok Induk
 - BI1 : 45/50 cm
 - Tulangan lentur : 6D19
 - Tulanan geser : D13-100
 - BI2 : 40/60 cm
 - Tulangan lentur : 7D19
 - Tulanan geser : D13-100
 - BI3 : 40/60 cm
 - Tulangan lentur : 10D19
 - Tulanan geser : D13-100
- Balok Prategang : 75/100 cm
 - Tulangan lentur : 4D25
 - Tulangan torsi : 2D25
 - Tulanan geser : D13-100
 - Fo : 1500 kN
- Kolom
 - Kolom lantai 11-15 : 60/60 cm
 - Tulangan lentur : 8D25

- Tulangan geser : D16-100
 - Kolom lantai 6-10 : 70/70 cm
 - Tulangan lentur : 12D25
 - Tulangan geser : D16-100
 - Kolom lantai 1-5 : 80/80 cm
 - Tulangan lentur : 16D25
 - Tulangan geser : D16-100
 - Kolom Prategang : 60/60 cm
 - Tulangan lentur : 12D25
 - Tulangan geser : D16-100
 - Tiang Pancang : D80
 - Wall tickness : 120 mm
 - Kelas : A1
 - Bending momen crack : 40,7 tm
 - Bending momon ultimate : 63,6 tm
 - Allowed axial load : 415 ton
3. Beban-beban yang bekerja diambil berdasarkan PPIUG 1983 dan SNI 1727:2013.
 4. Balok prategang dan kolom yang memikul balok prategang dicor monolit.
 5. Analisa struktur menggunakan program bantu SAP 2000
 6. Perhitungan gaya gempa pada perencanaan gedung menggunakan analisa respons spektrum di daerah Surabaya sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012.
 7. Perencanaan detail gedung menggunakan peraturan SNI 2847:2013, dengan sistem gedung yang digunakan ialah Sistem rangka pemikul momen khusus.
 8. Pondasi direncanakan sesuai ketentuan yang berlaku dan menerima beban dari atas melalui poer.
 9. Hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada perencanaan Gedung Apartemen Springwood dituangkan pada gambar teknik yang terdapat pada lampiran.

5.2 Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisa adalah sebagai berikut:

1. Pengembangan teknologi dalam beton prategang ditingkatkan, khususnya pada gedung agar dalam pengaplikasiannya menjadi lebih efisien dan mudah untuk dilaksanakan.
2. Diperlukan adanya suatu penyusunan anggaran biaya untuk melengkapi detail perencanaan.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 1726:2012)**. Jakarta: BSNL.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013)**. Jakarta: BSNL.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain 1727:2013**. Jakarta: BSNL.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1971. **Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBI 1971)**, Bandung : PU
- Departemen Pekerjaan Umum. 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983**. Jakarta: PU.
- Lin, T.Y., dan Burns, N.H.2000. **Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1**. Jakarta: Erlangga.
- Nawy, Edward G. 2001. **Prestressed Concrete : A Fundamental Approach, 2nd Edition**. New Jersey: Prentice Hall

“Halaman ini Sengaja Dikosongkan”

LAMPIRAN

Lampiran 1

Data Tanah

DRILLING LOG																							
Project No.				Project				Type of Drilling				Rotary				Remarks							
Bore Hole No.				PT. INDOSAT				Date				20 NOPEMBER 2005				UD = Underwater Sample							
Water Table				- 2.00				Elevation				Driller				P. SAMPUN							
																SPT = SPT Test							
Soils in m	Elevation	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	Ground Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test										
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	Blows per each 15 cm			N - Value							
													0-15 cm	15-30 cm	30-45 cm								
0	0.00				Pass Lurus Beratu	Crustal	-										0	10	20	30	40	50	
1	-1.00	1.00			Lempung Beratu	Crustal	Very Soft	SPT Antara 0 sdt 2															
2																							
3	-3.50	2.50																					
4					Pass Berumpung beratu lempung	Abrakur	Very Loose	SPT Antara 0 sdt 2															
5	-9.50	6.00																					
6					Pass beratu lempung beratu lempung	Abrakur	Very Loose	SPT = 1															
7	-15.00	5.50																					
8					Lempung Beratu lempung	Abrakur	Medium	SPT = 6															
9	-17.50	2.50			Pass beratu lempung beratu lempung	Abrakur	Medium	SPT = 17															
10	-18.50	1.00																					
11					Lempung Beratu	Kuning	SB	SPT Antara 20 sdt 37															
12	-21.50	3.00																					
13					Lempung	Kuning	SB	SPT Antara 20 sdt 26															
14	-30.50	9.00																					
End of Boring																							

Lampiran 2
Brosur Prategang

MULTISTRAND POST-TENSIONING



STRAND PROPERTIES – TO AS1311

Nominal Diameter	Nominal Steel Area	Nominal Mass	Minimum Breaking Load	Minimum Proof Load (0.2% Offset)	Min. Elong. to Fracture in 600mm	Relaxation After 1,000hrs at 0.7 Breaking Load	Modulus of Elasticity
mm	mm ²	kg/m	kN	kN	%	%	MPa
12.7	100.1	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180-205
15.2	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	x 10 ³

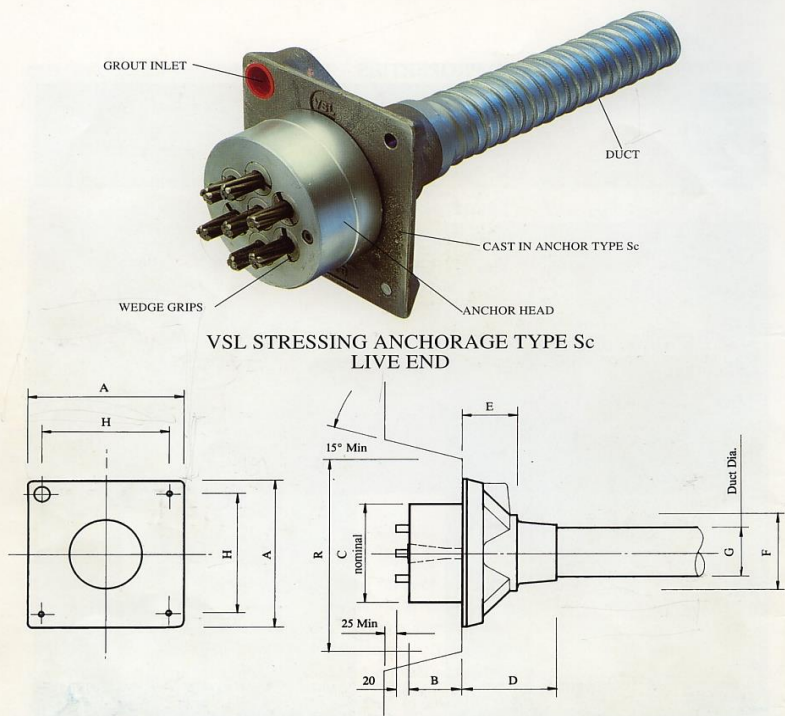
TENDON PROPERTIES

STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
5-3	2	368	39
	3	552	39
5-7	4	736	51
	5	920	51
	6	1100	51
	7	1290	51
5-12	8	1470	69
	9	1660	69
	10	1840	69
	11	2020	69
	12	2210	69
5-19	13	2390	84
	14	2580	84
	15	2760	84
	16	2940	84
	17	3130	84
	18	3310	84
	19	3500	84
5-22	20	3680	90
	21	3860	90
	22	4050	90
5-27	23	4230	96
	24	4420	96
	25	4600	96
	26	4780	96
	27	4970	96
5-31	28	5150	105
	29	5340	105
	30	5520	105
	31	5700	105
5-37	32	5890	115
	33	6070	115
	34	6260	115
	35	6440	115
	36	6620	115
5-42	37	6810	115
	38	6990	118
	39	7180	118
	40	7360	118
	41	7540	118
5-48	42	7730	118
	43	7910	127
	44	8100	127
	45	8280	127
	46	8460	127
	47	8650	127
	48	8830	127
5-55	49	9020	135
	50	9200	135
	51	9380	135
	52	9570	135
	53	9750	135
	54	9940	135
	55	10120	135

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
6-3	2	500	39
	3	750	39
6-4	4	1000	51
6-7	5	1250	69
	6	1500	69
	7	1750	69
6-12	8	2000	84
	9	2250	84
	10	2500	84
	11	2750	84
	12	3000	84
6-19	13	3250	96
	14	3500	96
	15	3750	96
	16	4000	96
	17	4250	96
	18	4500	96
	19	4750	96
6-22	20	5000	105
	21	5250	105
	22	5500	105
6-27	23	5750	115
	24	6000	115
	25	6250	115
	26	6500	115
	27	6750	115
6-31	28	7000	118
	29	7250	118
	30	7500	118
	31	7750	118
6-37	32	8000	127
	33	8250	127
	34	8500	127
	35	8750	127
6-42	36	9000	135
	37	9250	135
	38	9500	135
	39	9750	135
	40	10000	135
	41	10250	135
	42	10500	135
6-48	43	10750	144
	44	11000	144
	45	11250	144
	46	11500	144
	47	11750	144
	48	12000	144
6-55	49	12250	154
	50	12500	154
	51	12750	154
	52	13000	154
	53	13250	154
	54	13500	154
	55	13750	154

- Note: 1. Intermediate duct diameters may be available on application.
 2. Duct diameters are for corrugated steel duct.
 3. Duct external dia. = I. Dia. + 6mm nominal.
 4. Corrugated polyethylene PT-Plus™ duct is also available, refer page 14.
 5. For special applications other strand and tendon capacities are available.

VSL **MULTISTRAND POST-TENSIONING**



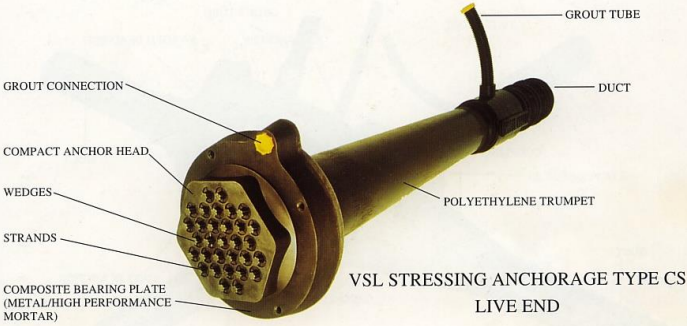
**VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc
LIVE END**

TENDON UNIT	Dimensions (mm)									
	A	B	C	D	E	F	G Int. Dia.	H	R	
STRAND TYPE 12.7mm	*5-3P	135	57	90	191	16	56	39	116	210
	*5-4P	150	57	90	216	16	64	39	125	210
	5-7	165	57	120	100	60	85	51	125	275
	5-12	215	54	160	160	84	120	69	151	320
	5-19	265	66	184	210	110	145	84	200	360
	5-22	290	77	200	215	140	153	90	230	360
	5-27	315	92	220	250	160	176	96	250	360
	5-31	315	92	230	250	161	175	105	250	360
	5-37	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	5-42	390	112	290	346	168	217	118	325	650
5-48	430	122	300	340	161	233	127	365	750	
5-55	465	142	320	340	160	400	135	400	750	
STRAND TYPE 15.2mm	*6-3P	150	60	90	190	16	56	39	116	210
	*6-4P	165	54	120	100	60	85	51	125	270
	6-7	215	54	160	160	85	120	69	150	320
	6-12	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	6-19	315	92	220	250	160	175	96	250	360
	6-22	315	92	230	250	160	175	105	250	360
	6-27	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	6-31	390	112	290	340	160	217	118	325	650
	6-37	430	122	300	340	160	235	135	365	750
	6-42	465	142	320	340	160	250	135	400	750
	*6-48P	575	155	340	1035	110	269	144	495	900
	*6-55P	600	190	360	1070	120	294	154	520	900

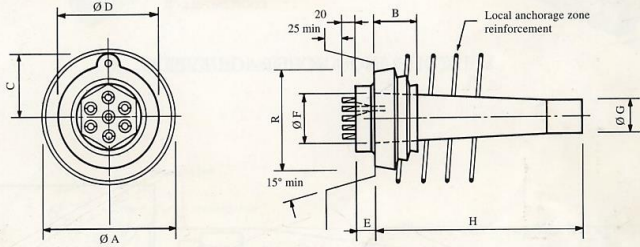
Note: Dimension R does not allow for Lift Off force check. Smaller recesses can be provided for special cases.
Refer VSL office for details.

*Plate type anchorages (Type P). Also available for other tendon units.

MULTISTRAND POST-TENSIONING



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE CS
LIVE END



TENDON UNIT		Dimensions (mm)									
STRAND TYPE 12.7mm	STRAND TYPE 15.2mm	øA	B	C	øD	E	øF Ext. Dia.	øG CS-Standard	H CS-Plus CS-Super	H	R
5-12	6-7	222	60	135.5	153/143	49	110	80	400	535	320
5-19	6-12	258	80	149	178	49	137	95	500	638	360
—	6-19	300	90	170	210	59	156	110	540	660	360
5-31	6-72	320	100	180	229	59/65	174	125	570	740	360
5-43	6-31	390	120	217	279/283	69/75	224	146	880	*	640
5-55	6-37	420	130	233	302	78/82	237	160	850	*	750

*Check with VSL office
The trumpets for the CS-PLUS and CS-SUPER configurations have short, profiled extension for PT-PLUS™ coupling.

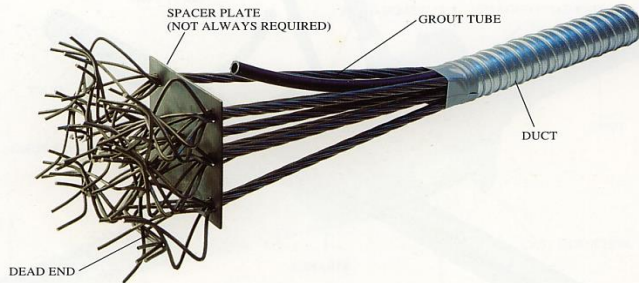
TENDON CONFIGURATIONS

VSL SYSTEM	Anchorage Type		Duct Type		Fully Encapsulated Tendon	Electrically Isolated Tendon
	Conventional	CS	Steel	HD PE PT-PLUS		
Conventional	•		•			
PT-PLUS	•			•		
CS-Standard		•	•		•	
CS-Plus		•		•	•	
CS-Super		•		•	•	•

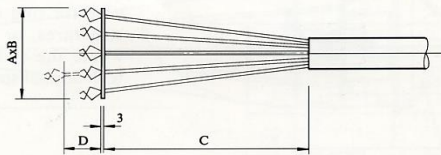
The Type CS anchorage should be used for applications requiring high fatigue resistance, high corrosion resistance, reduced anchorage friction and the possibility of electrical isolation. For conventional applications the Type Sc anchorage should be used.



MULTISTRAND POST-TENSIONING



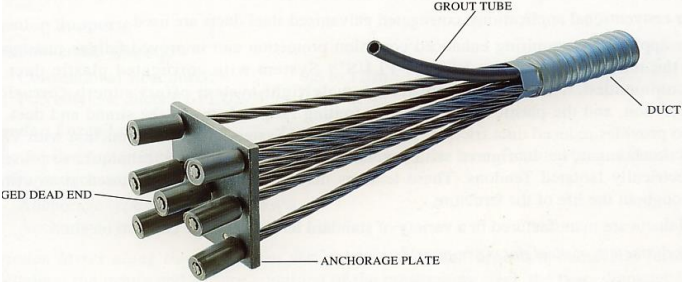
VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE H



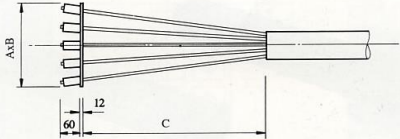
STRAND TYPE 12.7mm				
TENDON UNIT	A	B	C	D
Dimensions (mm)				
5-3	125	125	600	-
5-4	125	125	600	-
5-7	175	150	600	-
5-12	300	250	1000	150
5-19	375	300	1000	150
5-22	400	300	1000	150
5-27	450	400	1000	150
5-31	450	425	1000	150
5-37	525	450	1100	150
5-42	600	450	1100	150
5-48	645	450	1200	150
5-55	700	500	1200	150

STRAND TYPE 15.2mm				
TENDON UNIT	A	B	C	D
Dimensions (mm)				
6-3	150	150	600	-
6-4	150	150	600	-
6-7	200	170	600	-
6-12	350	300	1000	150
6-19	450	350	1000	150
6-22	500	350	1000	150
6-27	550	450	1100	150
6-31	550	475	1100	150
6-37	600	550	1100	150
6-42	700	550	1200	150
6-48	745	550	1200	150
6-55	800	600	1200	150

MULTISTRAND POST-TENSIONING



VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE P



STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	A	B	C
Dimensions (mm)			
5-3	100	100	100
5-4	120	120	150
5-7	150	150	250
5-12	200	200	350
5-19	250	250	500
5-22	300	250	500
5-27	300	300	650
5-31	350	300	650
5-37	375	350	850
5-42	375	375	850
5-48	400	400	1000
5-55	425	425	1000

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	A	B	C
Dimensions (mm)			
6-3	150	150	250
6-4	150	150	250
6-7	200	200	350
6-12	250	250	500
6-19	300	300	500
6-22	300	300	500
6-27	350	350	650
6-31	350	350	650
6-37	400	350	850
6-42	400	350	850
6-48	475	475	1000
6-55	550	475	1000



SHEATHING AND CORROSION PROTECTION

For conventional applications, corrugated galvanised steel ducts are used.

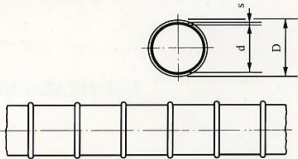
For applications requiring enhanced corrosion protection and improved fatigue resistance of the tendons, use of the VSL PT-PLUS™ System with corrugated plastic duct is recommended. This fully encapsulated, watertight system offers superb corrosion protection, and the plastic duct eliminates fretting fatigue between the strand and duct. It also provides reduced duct friction. The PT-PLUS™ System may, in conjunction with VSL CS Anchorages, be configured with special details and installation techniques to provide Electrically Isolated Tendons. These tendons may be electrically monitored at any time throughout the life of the structure.

All ducts are manufactured in a variety of standard lengths and are coupled on site.

For diameters of steel ducts see page 7.

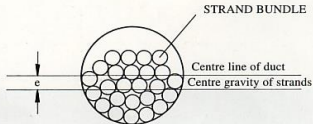
DIMENSIONS OF POLYETHYLENE DUCTS PT-PLUS™

STRAND TYPE 12.7mm	STRAND TYPE 15.2mm	DUCT Dimensions (mm)		
TENDON UNIT	TENDON UNIT	d	D	s
5-12	6-7	59	73	2
5-19	6-12	76	91	2.5
5-31	6-19/6-22	100	116	3
5-43	6-31	130	146	3
5-55	6-37	130	146	3
Other units on request				

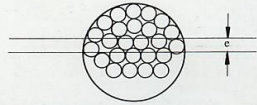


ECCENTRICITY OF TENDONS

STRAND TYPE 12.7mm			STRAND TYPE 15.2mm		
TENDON UNIT	STEEL DUCT e (mm)	PLASTIC DUCT e (mm)	TENDON UNIT	STEEL DUCT e (mm)	PLASTIC DUCT e (mm)
5-1	4	—	6-1	5	—
5-3	7	—	6-3	6	—
5-7	8	—	6-4	6	—
5-12	11	7	6-7	10	9
5-19	13	9	6-12	14	12
5-22	12	22	6-19	17	18
5-27	13	17	6-22	14	15
5-31	14	14	6-27	13	32
5-37	23	32	6-31	22	28
5-42	26	28	6-37	25	22
5-48	17	24			
5-55	23	14			



STRAND POSITION AT HIGH POINT OF TENDON



STRAND POSITION AT LOW POINT OF TENDON

MULTISTRAND POST-TENSIONING



SELECTED DESIGN CONSIDERATIONS

Tendon Supports

Recommended spacings:

- Conventional steel ducts: 0.8 to 1.2m
- Polyethylene ducts PT-PLUS™: 0.8 to 1.0m

Tendon Force Losses

The *friction losses in the anchorage* due to curvature of the strand and friction of the strand in the wedges usually amount to:

- Anchorage type Sc 2 to 4%
- Anchorage type CS 1 to 2%

Friction losses along the tendon can vary fairly widely and depend upon several factors, including: the nature and surface condition of the prestressing steel, the type, diameter and surface conditions of the duct and the installation method.

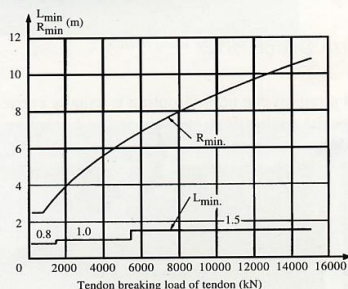
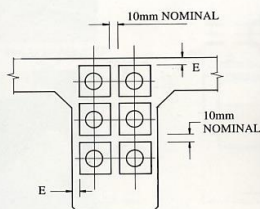
The following values may be assumed for design:

- Tendon in conventional steel ducts: $\mu = 0.20$
- Tendon in polyethylene ducts PT-PLUS™: $\mu = 0.14$

Independent of the type of jack or tendon, a loss due to *wedge draw-in* of approximately 6mm occurs at lock-off.

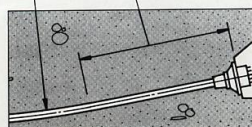
EDGE DISTANCES

TENDON UNIT		E (mm)
STRAND TYPE	12.7mm	5-7 30
		5-12 50
		5-19 50
		5-27 80
		5-42 80
		5-55 80
	15.2mm	6-7 50
		6-12 50
		6-19 80
		6-27 80
		6-42 100
		6-55 100



MINIMUM RADII OF TENDON CURVATURE

MIN. RADIUS OF CURVATURE R_{min}
MIN. STRAIGHT LENGTH L_{min}
BEHIND ANCHORAGE



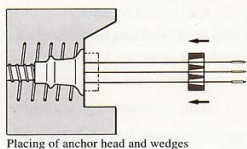
The radii of curvature given in the opposite diagram may be reduced, provided the local concrete strength and the steel stresses resulting from the curvature are checked.



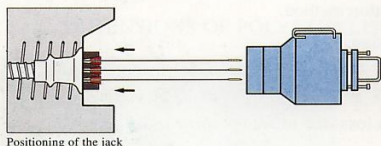
MULTISTRAND POST-TENSIONING

STRESSING

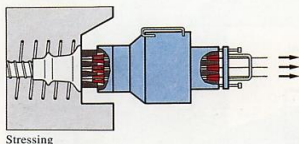
The unique feature of the VSL post-tensioning systems lies in its special procedure for locking the wedges. The wedges always remain in contact with the strands during the stressing operation. As the pressure in the jack is released, the wedges



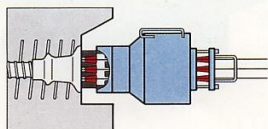
Placing of anchor head and wedges



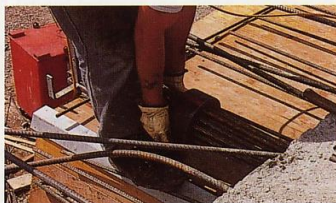
Positioning of the jack



Stressing



Seating of wedges



Placing of anchor head



Positioning of jack



Stressing, measuring, seating of wedges

GROUTING

VSL grouting equipment includes mixer and pump in one unit. Grouting is usually carried out as soon as possible after stressing. For special applications vacuum assisted grouting procedures can be used

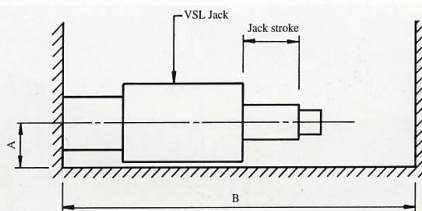


Grouting equipment



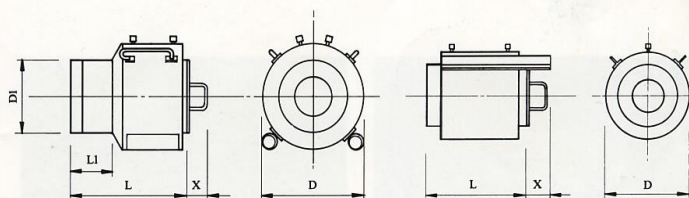
Grouting of tendon

MULTISTRAND POST-TENSIONING



JACK CLEARANCE REQUIREMENTS

Dimensions (mm)	VSL JACK TYPE					
	VSL50	VSLB7	VSL190	VSL290	VSL460	VSL670
A	145	180	195	235	285	370
B	1000	1000	1600	1600	1400	2400
	VSL750	VSL1000	VSL1250	VSL1650	VSL1700	
	A	300	435	395	495	480
B	2600	2300	2800	1800	2600	



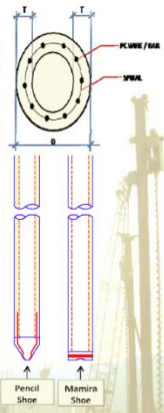
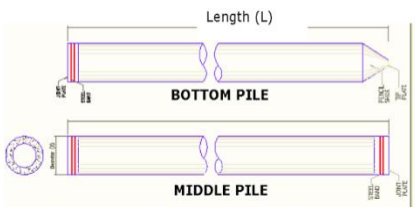
STRESSING JACK DETAILS

VSL JACK TYPE	TENDON UNIT	TENDON UNIT	NOMINAL CAP (kN)	D	D1	L	L1	X	STROKE (mm)	MASS (kg)
Dimensions (mm)										
VSL50	5-3 & 4		500	210	—	430	—	—	150	34
VSLB7	5-7	6-3 & 4	1000	275	—	405	—	—	160	76
VSL190	5-12		1900	310	230	430	200	135	100	151
VSL290	5-19	6-12	2900	390	270	450	215	240	100	202
VSL460	5-31	6-19	4600	485	330	510	200	85	100	425
VSL670	5-42	6-31	6700	660	—	840	—	250	200	1550
VSL750	5-42	6-35	7500	570	410	1030	215	165	200	1500
VSL1000	5-55	6-47	10000	790	—	885	—	165	200	2200
VSL1250	5-55	6-55	12500	710	420	1125	220	165	150	1730
VSL1650	5-64	6-55	16500	910	600	615	140	—	150	1750
VSL1700	5-91	6-91	17000	875	—	1030	—	165	150	3085

Note: other equipment is available for special situations.

Lampiran 3
Brosur Tiang Pancang

Shape and Dimension



Classification

Outside Diameter D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm ²)	Unit Weight (kg/m)	Length L (M)	Bending Moment		Allowable Axial Load (Ton)
						Crack (Ton.m)	Ultimate (Ton.m)	
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50
800	120	A1	2564	641	6 - 24	40.70	63.60	415.00
		A2				46.20	84.40	406.20
		A3				51.00	97.80	398.20
		B				55.70	108.20	390.80
		C				70.60	129.80	367.60
1000	140	A1	3872	946	6 - 24	75.00	117.90	614.00
		A2				82.30	139.80	604.80
		A3				93.30	170.90	590.60
		B				105.70	199.70	575.00
		C				123.60	229.90	552.90
1200	150	A1	4948	1237	6 - 24	120.00	180.00	802.40
		A2				130.00	195.00	794.00
		A3				145.00	217.50	778.10
		B				170.00	306.00	751.50
		C				200.00	400.00	721.10

Lampiran 4
Brosur Lift



Schneider®

LAYOUT - CENTER OPENING (capacity 450-1000kg)

HOISTWAY & MACHINE ROOM PLAN (Simplex)



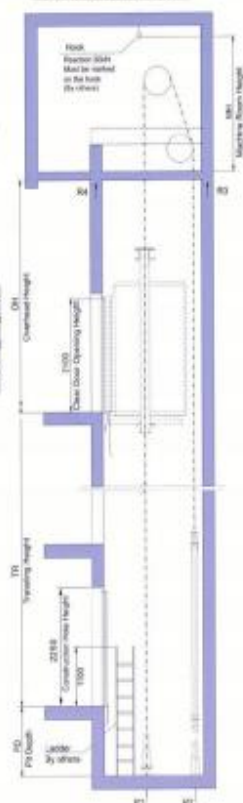
HOISTWAY & MACHINE ROOM PLAN (Duplex)



OVERHEAD, PIT DEPTH & MACHINE ROOM HEIGHT

Speed m/min	Overhead cm	Pit Depth mm	Machine Room Height mm
80	4400	1500	2500
90	4500	1600	2500
100	4600	1700	2500

HOISTWAY ELEVATION





Schneider®

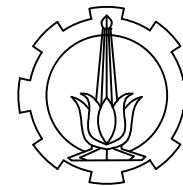
DATA SHEET-CENTER OPENING (capacity 450-1000kg)

PLANNING GUIDE FOR DIMENSIONS

[illegible][illegible]

ELECTRICAL DESIGN GUIDE

Series	Age	Time (h)	Time (min)	50°C 2000 rpm (1000 rpm)		70°C 2000 rpm (1000 rpm)		90°C 2000 rpm (1000 rpm)		Time (h)	Time (min)
				Temperature (°C)	Time (min)	Temperature (°C)	Time (min)	Temperature (°C)	Time (min)		
A	0	450	5.5	20	10	2.8	11.8	4	0	4	2019
	7	180	8.4	20	45	1.9	18.8	0	0	0	1818
	8	930	7.5	15	45	8.5	17.4	0	0	0	4055
	9	880	7.9	35	45	8.7	17.8	0	0	0	4055
	10	750	8	30	45	10.0	22.2	0	0	0	4055
	11	800	9	30	50	10.0	21.0	0	0	0	4055
	12	900	11	25	60	13.2	20.4	0	0	0	5040
	13	1000	11	25	60	13.2	20.4	0	0	0	5040
	14	450	7.5	25	45	8.7	17.4	0	0	0	4055
	15	130	8	20	50	10.0	21.0	0	0	0	4055
B	0	630	11	35	60	13.2	20.4	0	0	0	5040
	8	980	11	25	60	13.2	20.4	0	0	0	5040
	16	740	75	40	90	7.4	24.0	0	10	10	5120
	17	630	75	40	90	7.4	24.0	0	10	10	5120
	18	930	75	40	90	7.4	24.0	0	10	10	5120
	19	1000	10.0	30	120	11.5	45.4	0	20	10	5040
	0	450	11	35	60	13.2	20.4	0	0	0	5040
	7	130	11	20	60	13.2	20.4	0	0	0	5040
	8	630	11	35	60	13.2	20.4	0	0	0	5040
	9	930	75	40	90	7.4	24.0	0	10	10	5120
C	10	750	11	40	90	7.4	24.0	0	10	10	5120
	11	800	75	40	90	7.4	24.0	0	10	10	5120
	12	900	10.0	30	120	11.5	45.4	0	20	10	5040
	13	1000	10.0	30	120	11.5	45.4	0	20	10	5040
	14	1000	10.0	30	120	11.5	45.4	0	20	10	5040
	15	1000	10.0	30	120	11.5	45.4	0	20	10	5040



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

MAHASISWA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

JUDUL GAMBAR

DENAH
LANTAI I-5

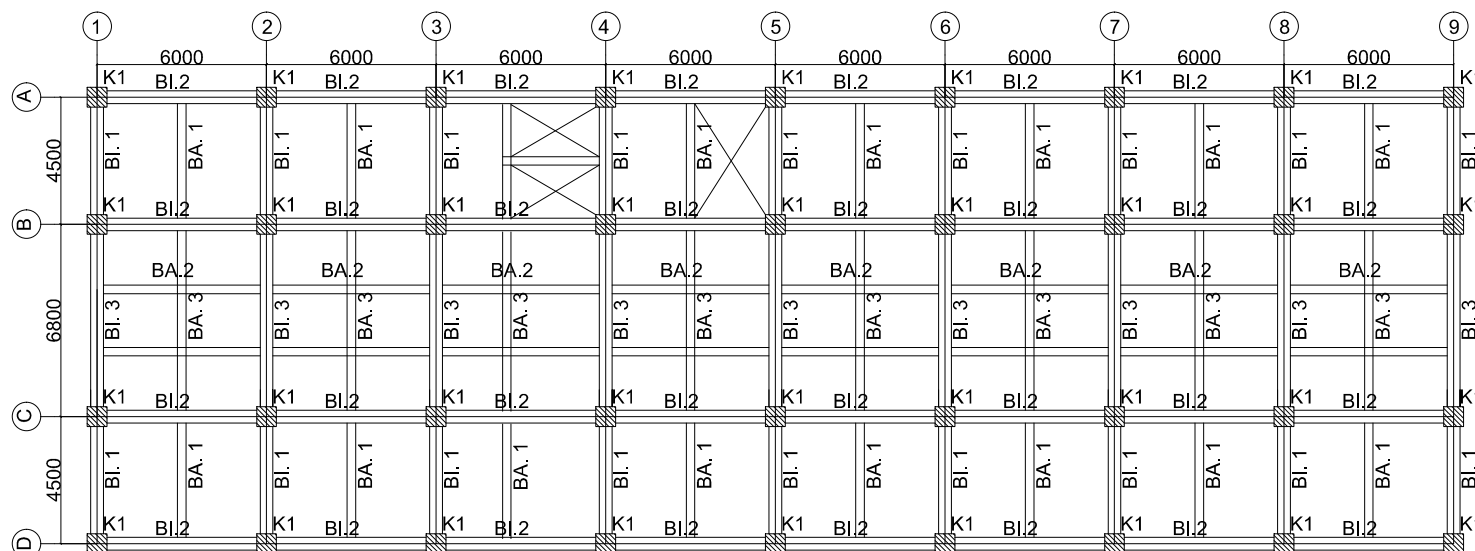
SKALA

1 : 300

NOMOR GAMBAR

NOMOR	JUMLAH
01	24

CATATAN



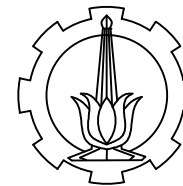
BALOK	
NAMA	DIMENSI
Bl.1	400 / 500
Bl.2	400 / 600
Bl.3	400 / 600
BA.1	300 / 400
BA.2	300 / 450
BA.3	300 / 450
BL	300 / 450
BP	450 / 800

KOLOM	
NAMA	DIMENSI
K1	800 / 800
K2	700 / 700
K3	600 / 600

PELAT	
NAMA	TEBAL
ATAP	120
LANTAI	120



DENAH LANTAI I-5
SKALA 1 : 300



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

MAHASISWA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

JUDUL GAMBAR

DENAH
LANTAI 6-10

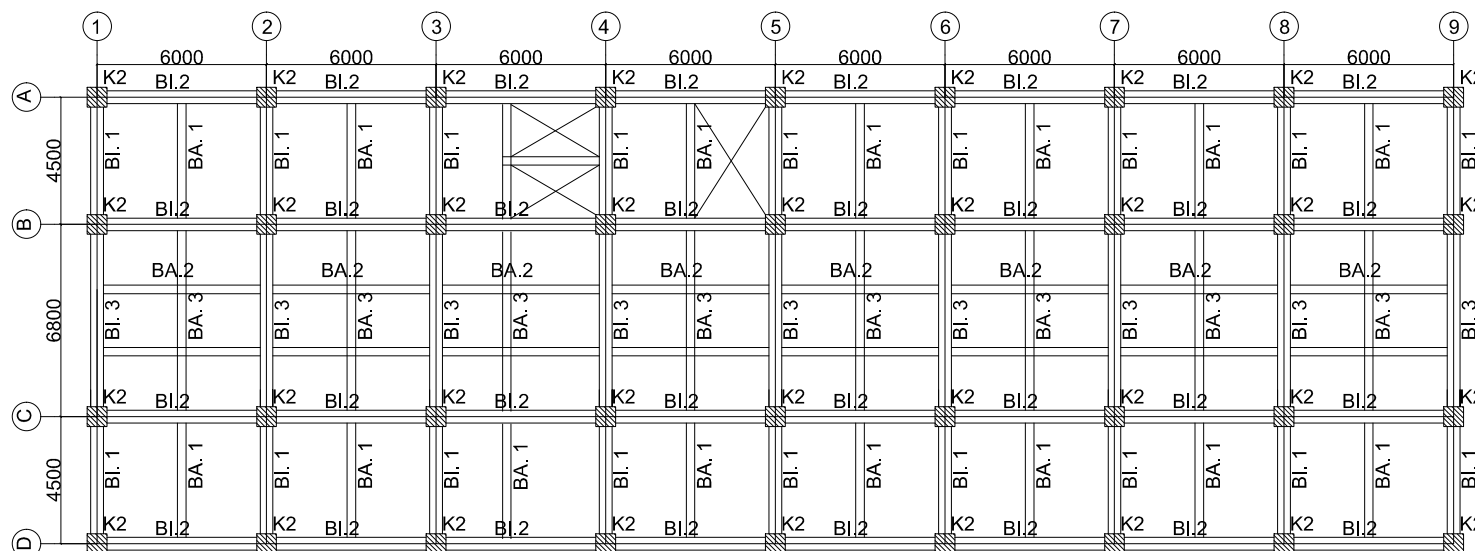
SKALA

1 : 300

NOMOR GAMBAR

NOMOR	JUMLAH
02	24

CATATAN



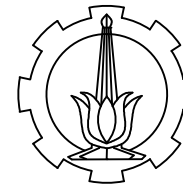
BALOK	
NAMA	DIMENSI
Bl.1	400 / 500
Bl.2	400 / 600
Bl.3	400 / 600
BA.1	300 / 400
BA.2	300 / 450
BA.3	300 / 450
BL	300 / 450
BP	450 / 800

KOLOM	
NAMA	DIMENSI
K1	800 / 800
K2	700 / 700
K3	600 / 600

PELAT	
NAMA	TEBAL
ATAP	120
LANTAI	120



DENAH LANTAI 6-10
SKALA 1 : 300



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

MAHASISWA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

JUDUL GAMBAR

DENAH
LANTAI II-14

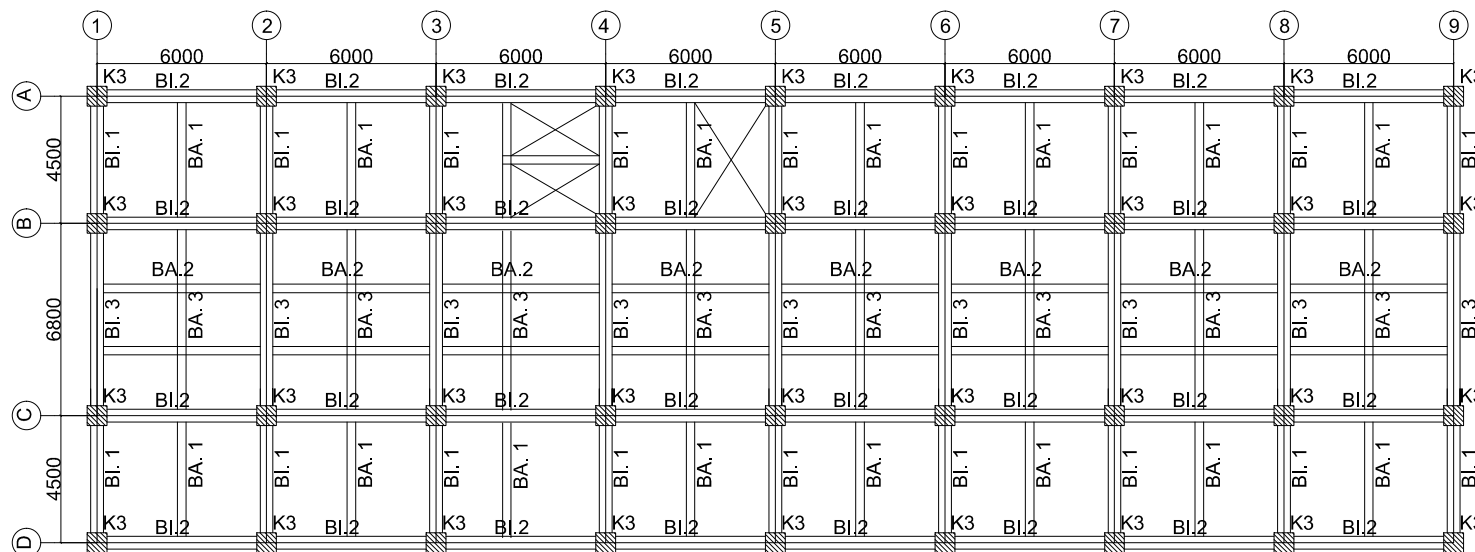
SKALA

1 : 300

NOMOR GAMBAR

NOMOR	JUMLAH
03	24

CATATAN



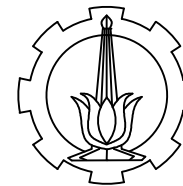
BALOK	
NAMA	DIMENSI
BI.1	400 / 500
BI.2	400 / 600
BI.3	400 / 600
BA.1	300 / 400
BA.2	300 / 450
BA.3	300 / 450
BL	300 / 450
BP	450 / 800

KOLOM	
NAMA	DIMENSI
K1	800 / 800
K2	700 / 700
K3	600 / 600

PELAT	
NAMA	TEBAL
ATAP	120
LANTAI	120



DENAH LANTAI II-14
SKALA 1 : 300



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

MAHASISWA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

JUDUL GAMBAR

DENAH
LANTAI I5

SKALA

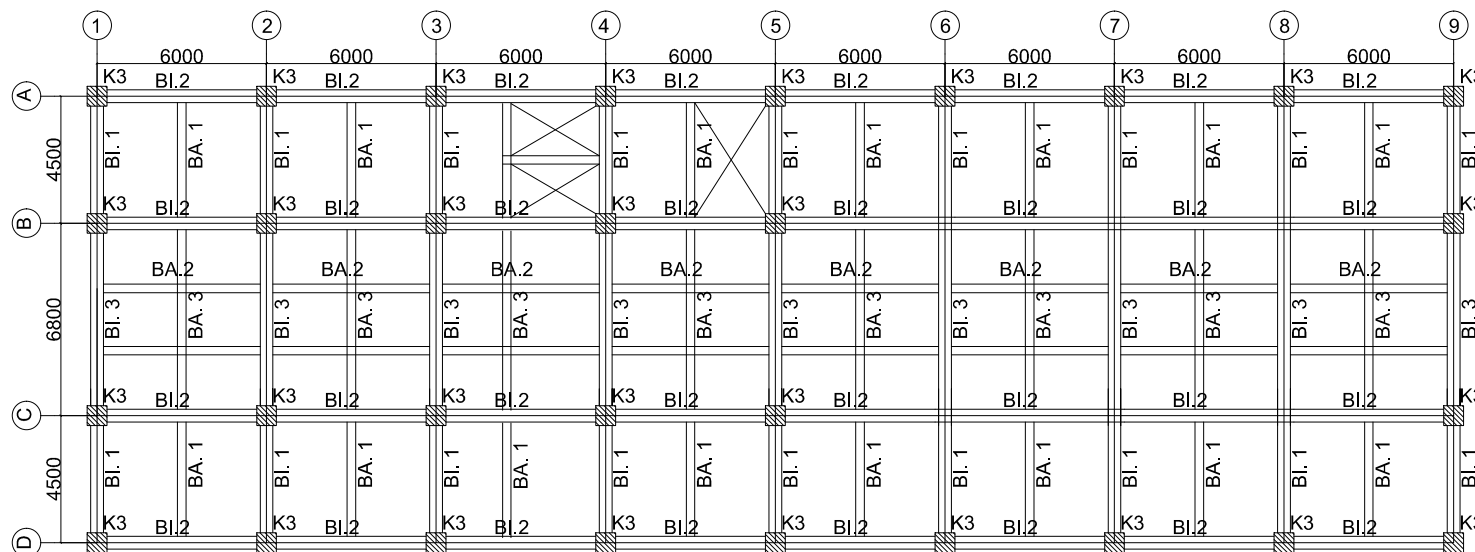
1 : 300

NOMOR GAMBAR

NOMOR
04

JUMLAH
24

CATATAN



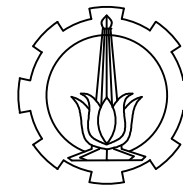
BALOK	
NAMA	DIMENSI
Bl.1	400 / 500
Bl.2	400 / 600
Bl.3	400 / 600
BA.1	300 / 400
BA.2	300 / 450
BA.3	300 / 450
BL	300 / 450
BP	450 / 800

KOLOM	
NAMA	DIMENSI
K1	800 / 800
K2	700 / 700
K3	600 / 600

PELAT	
NAMA	TEBAL
ATAP	120
LANTAI	120



DENAH LANTAI I5
SKALA 1 : 300



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

MAHASISWA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

JUDUL GAMBAR

DENAH
LANTAI ATAP

SKALA

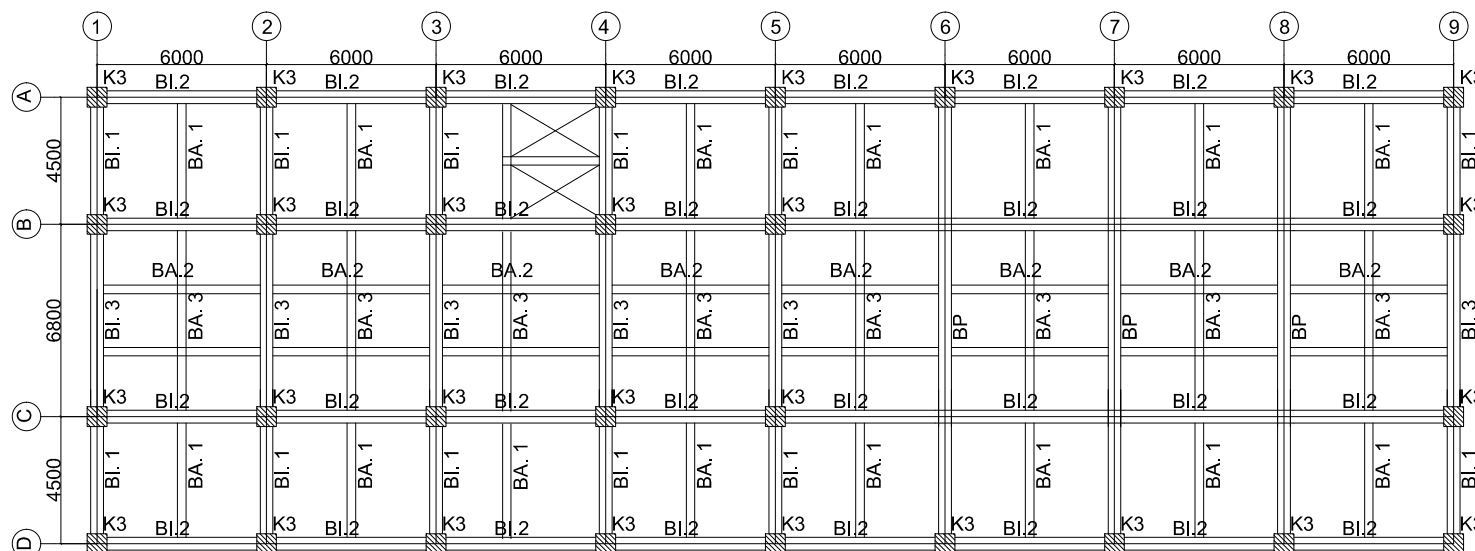
1 : 300

NOMOR GAMBAR

NOMOR
05

JUMLAH
24

CATATAN



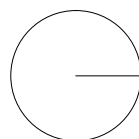
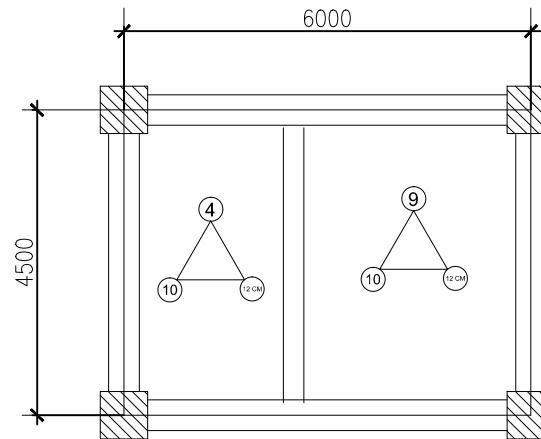
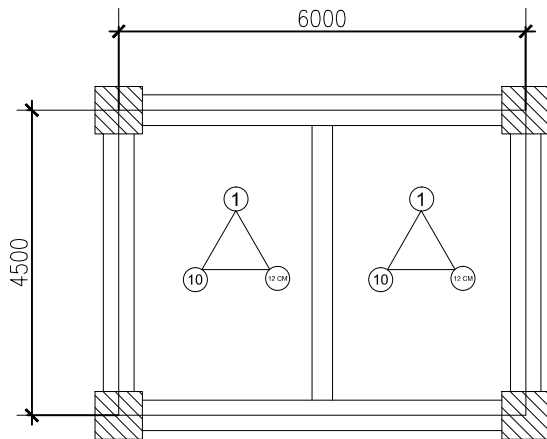
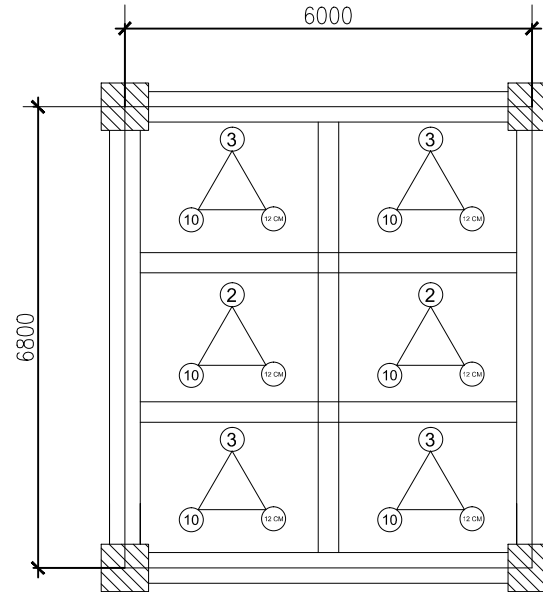
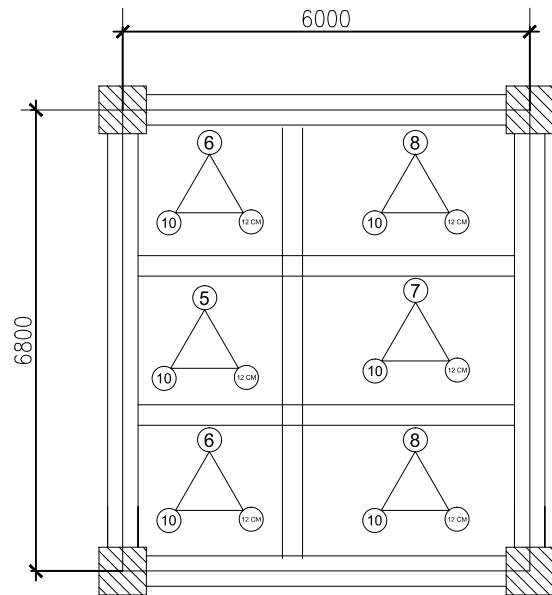
BALOK	
NAMA	DIMENSI
Bl.1	400 / 500
Bl.2	400 / 600
Bl.3	400 / 600
BA.1	300 / 400
BA.2	300 / 450
BA.3	300 / 450
BL	300 / 450
BP	450 / 800

KOLOM	
NAMA	DIMENSI
K1	800 / 800
K2	700 / 700
K3	600 / 600

PELAT	
NAMA	TEBAL
ATAP	120
LANTAI	120



DENAH LANTAI ATAP
SKALA 1 : 300



DENAH PELAT LANTAI DAN ATAP

SKALA 1 : 300



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

MAHASISWA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

JUDUL GAMBAR

DENAH PELAT LANTAI
DAN ATAP

SKALA

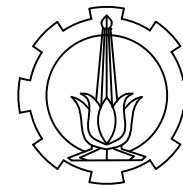
1 : 300

NOMOR GAMBAR

NOMOR
06

JUMLAH
24

CATATAN



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

MAHASISWA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
ATAP

SKALA

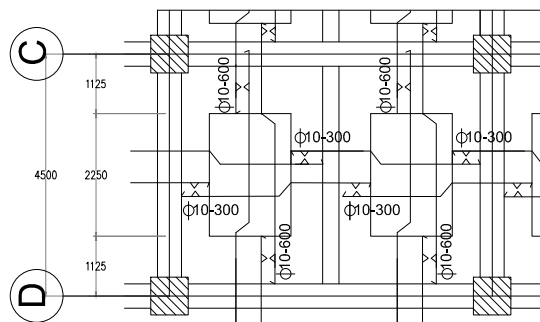
1 : 300

NOMOR GAMBAR

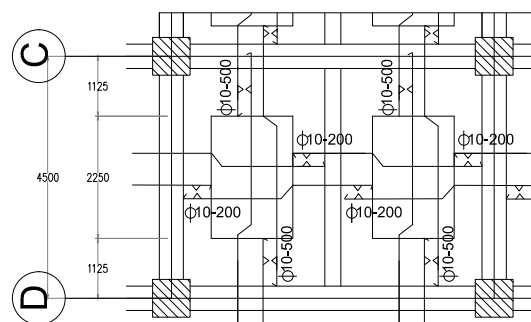
NOMOR
07

JUMLAH
24

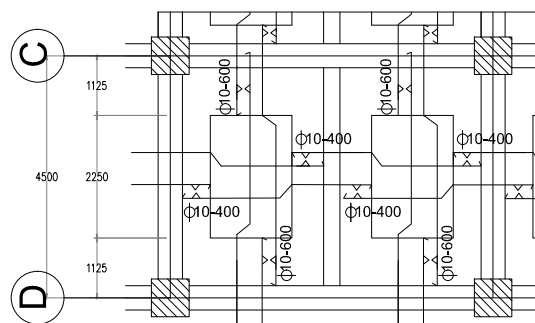
CATATAN



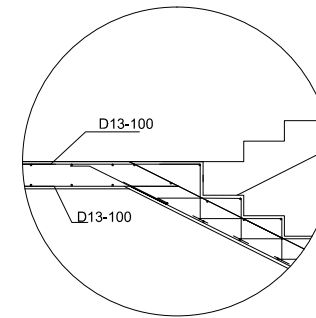
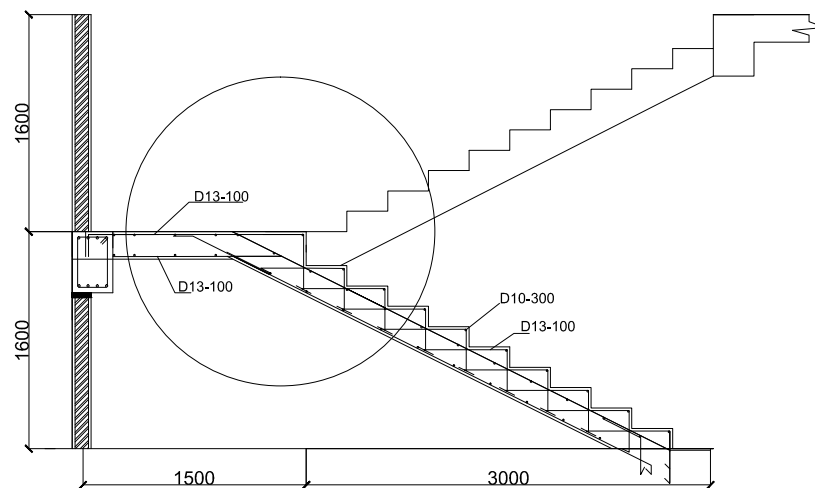
DETAIL PENULANGAN LANTAI I-14
SKALA 1 : 300



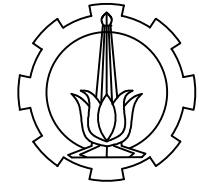
DETAIL PENULANGAN LANTAI 15
SKALA 1 : 300



DETAIL PENULANGAN ATAP
SKALA 1 : 300



DETAIL TANGGA
SKALA 1 : 50



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

MAHASISWA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

JUDUL GAMBAR

DETAIL
TANGGA

SKALA

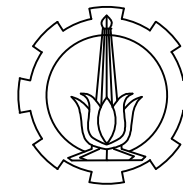
1 : 50

NOMOR GAMBAR

NOMOR
08

JUMLAH
24

CATATAN



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

MAHASISWA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

JUDUL GAMBAR

DETAIL
TANGGA

SKALA

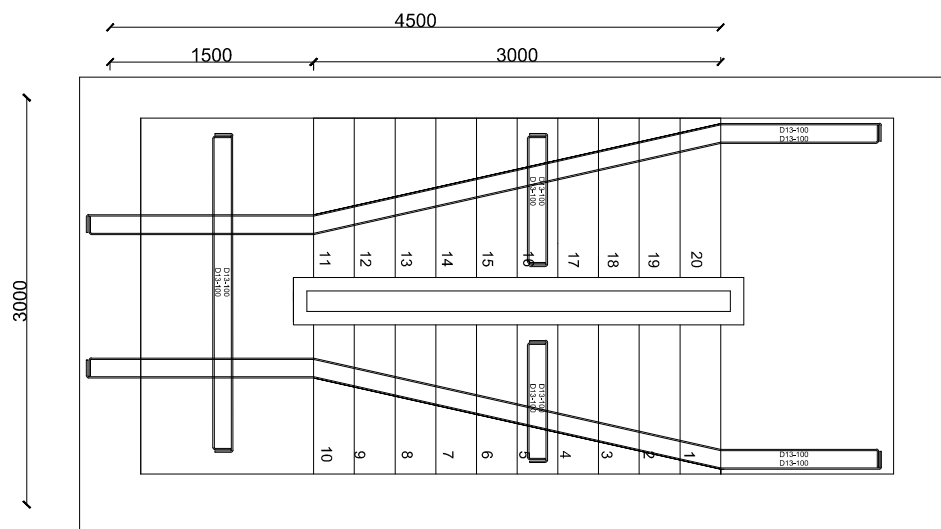
1 : 50

NOMOR GAMBAR

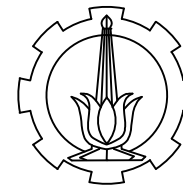
NOMOR
09

JUMLAH
24

CATATAN



DETAIL TANGGA
SKALA 1 : 50



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

MAHASISWA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
BALOK ANAK

SKALA

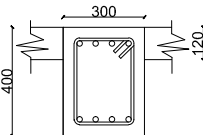
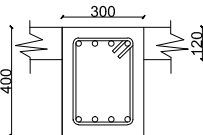
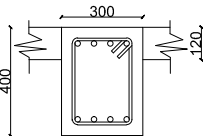
1 : 25

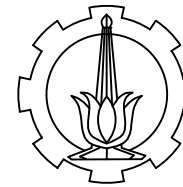
NOMOR GAMBAR

NOMOR
10

JUMLAH
24

CATATAN

TIPE	BA.1		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG			
DIMENSI	300 X 450		
ATAS	4 D13	4 D13	4 D13
BAWAH	4 D13	4 D13	4 D13
SENGKANG	D10-100	D10-150	D10-100



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

MAHASISWA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
BALOK ANAK

SKALA

1 : 25

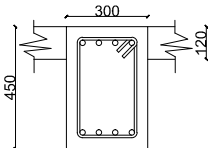
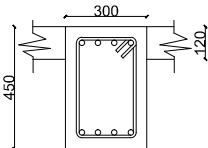
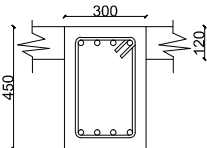
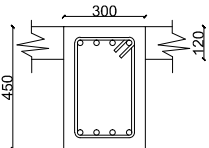
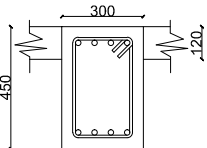
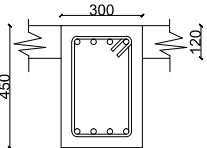
NOMOR GAMBAR

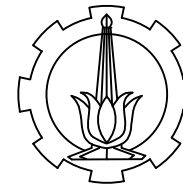
NOMOR
II

JUMLAH
24

CATATAN

--

TIPE	BA.2			BA.3		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG						
DIMENSI	300 X 450			350 X 500		
ATAS	4 D13	4 D13	4 D13	4 D13	4 D13	4 D13
BAWAH	4 D13	4 D13	4 D13	2 D13	2 D13	2 D13
SENGKANG	D10-100	D10-150	D10-100	D10-100	D10-150	D10-100



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

MAHASISWA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
BALOK INDUK

SKALA

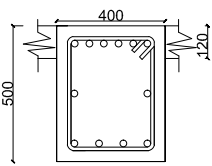
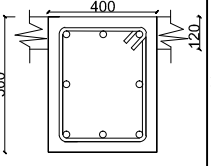
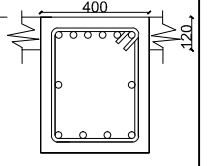
1 : 25

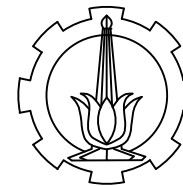
NOMOR GAMBAR

NOMOR
12

JUMLAH
24

CATATAN

TIPE	BI 1		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG			
DIMENSI	400 X 500		
ATAS	6 D19	3 D19	6 D19
BAWAH	4 D19	3 D19	4 D19
SENGKANG	D13-100	D13-200	D13-100



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

MAHASISWA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
BALOK INDUK

SKALA

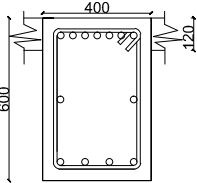
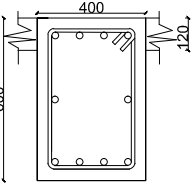
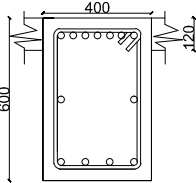
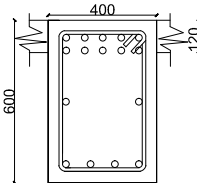
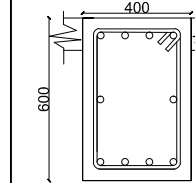
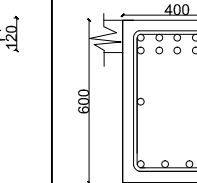
1 : 25

NOMOR GAMBAR

NOMOR
13

JUMLAH
24

CATATAN

TIPE	BI 2			BI 3		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG						
DIMENSI	400 X 600			400 X 600		
ATAS	7 D19	4 D19	7 D19	10 D19	4 D19	10 D19
BAWAH	4 D19	4 D19	4 D19	4 D19	4 D19	4 D19
SENGKANG	D13-100	D13-250	D13-100	D13-100	D13-250	D13-100



DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN SPRINGWOOD MEGGUNAKAN BETON BERTULANG DAN BALOK BETON PRATEKAN MONOLIT

PROF. TAVIO, ST, MT, PHD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

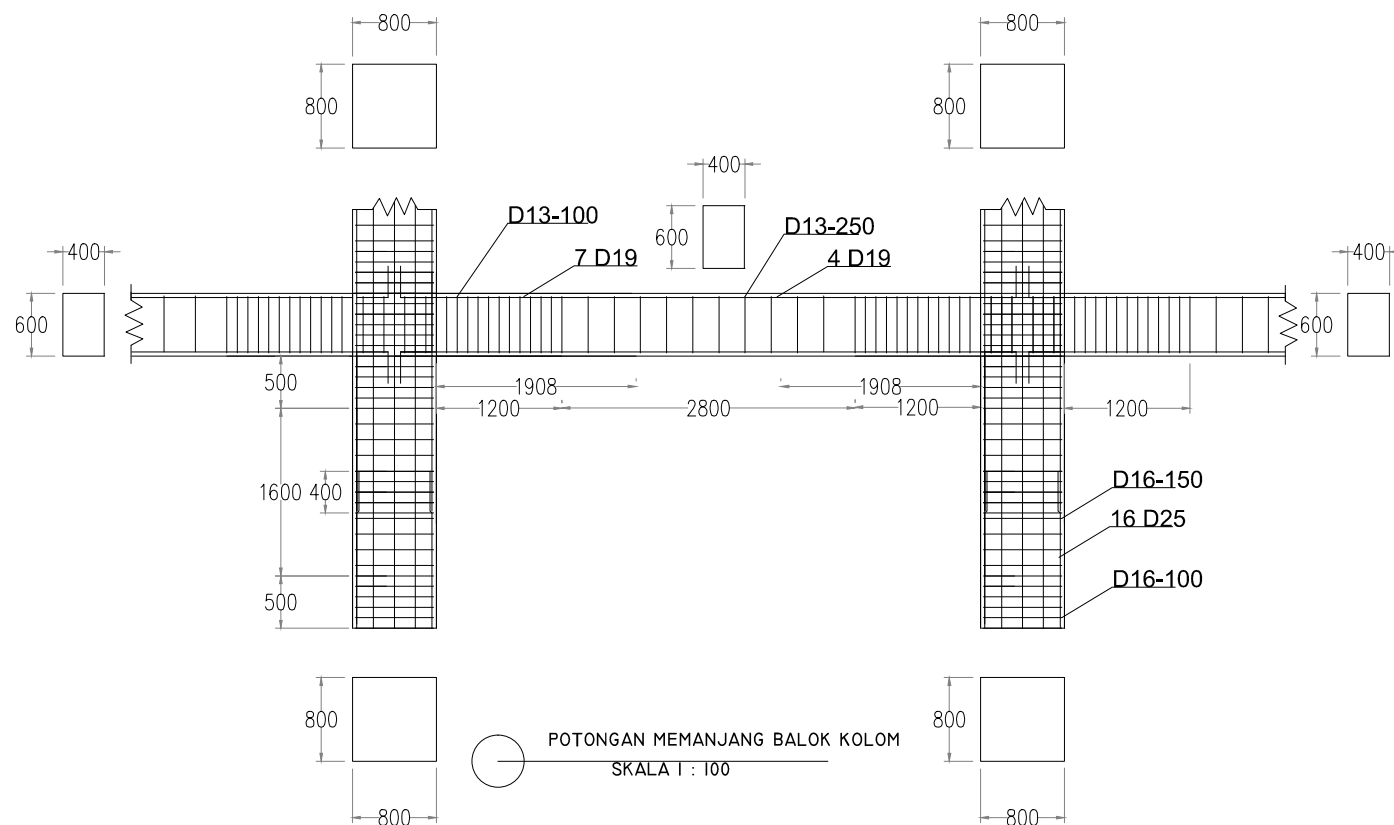
POTONGAN MEMANJANG
BALOK KOLOM

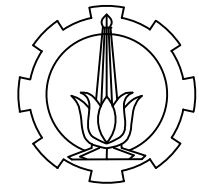
1 : 150

NOMOR
14

JUMLAH
24

CATATAN





PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

MAHASISWA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN KOLOM

SKALA

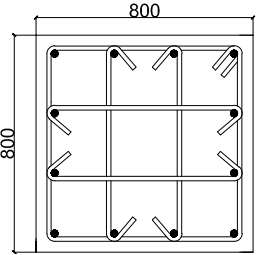
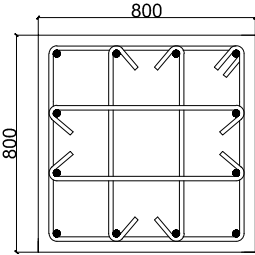
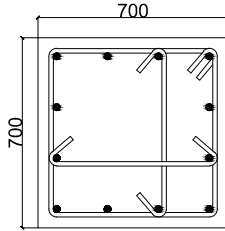
1 : 25

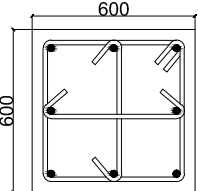
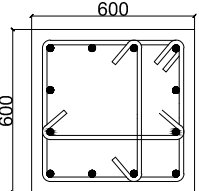
NOMOR GAMBAR

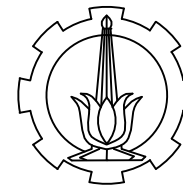
NOMOR
15

JUMLAH
24

CATATAN

TIPE	K1 (5 meter)	K1 (3,2 meter)	K2
PENAMPANG			
DIMENSI	800 X 800	800 X 800	700 X 700
TULANGAN UTAMA	16 D25	16 D 25	12 D25
SENGKANG	16 - 100	16 - 100	16 - 100

TIPE	K3	K3 Prategang
PENAMPANG		
DIMENSI	600 X 600	600 X 600
TULANGAN UTAMA	8 D25	12 D 25
SENGKANG	16 - 100	16 - 100



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MEGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

MAHASISWA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

JUDUL GAMBAR

BALOK PRATEGANG
LANTAI I5

SKALA

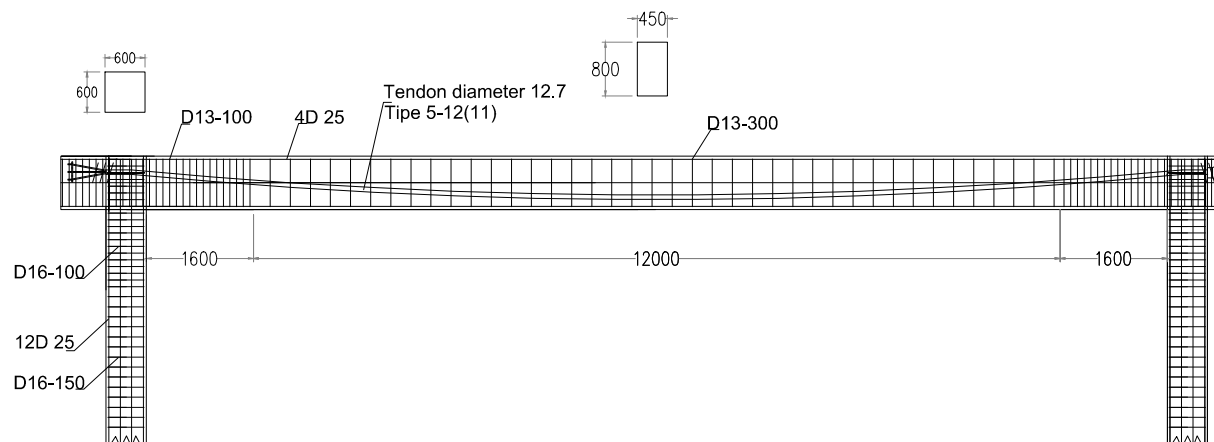
1 : 150

NOMOR GAMBAR

NOMOR
16

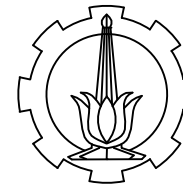
JUMLAH
24

CATATAN



KOORDINAT SETENGAH BENTANG										
Jumlah Strand	Jarak	0	1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	7900
11	Y	224	357	436	502	556	596	627	645	650
	X	0	0	0	0	0	0	0	0	0

POTONGAN MEMANJANG BALOK PRATEGANG
SKALA 1 : 150



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

MAHASISWA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
BALOK PRATEGANG

SKALA

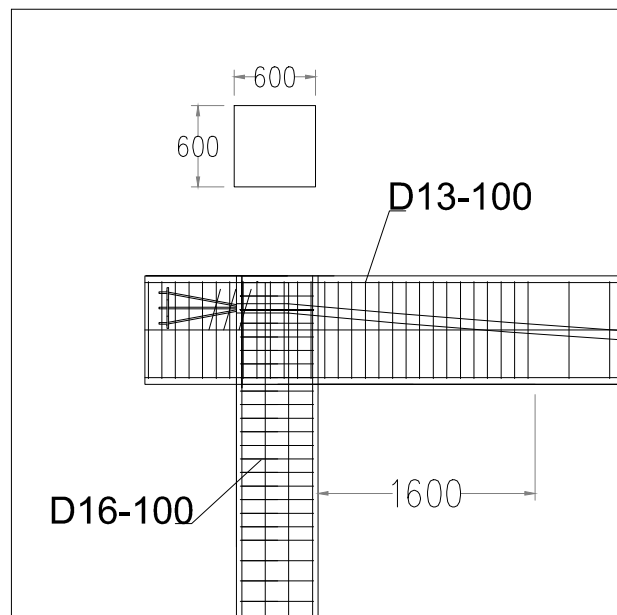
1 : 50

NOMOR GAMBAR

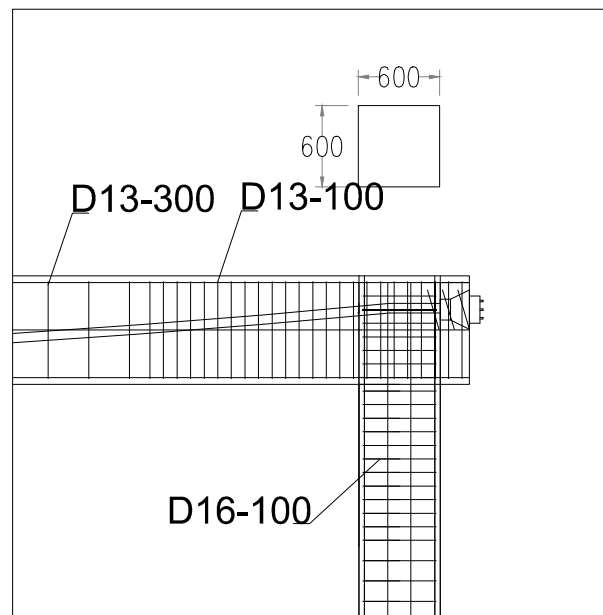
NOMOR
17

JUMLAH
24

CATATAN



DETAIL PENULANGAN TUMPUAN KIRI
SKALA 1 : 50



DETAIL PENULANGAN TUMPUAN KANAN
SKALA 1 : 50



DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK

PROF. TAVIO, ST, MT, PHD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

DETAIL PENULANGAN BALOK PRATEGANG

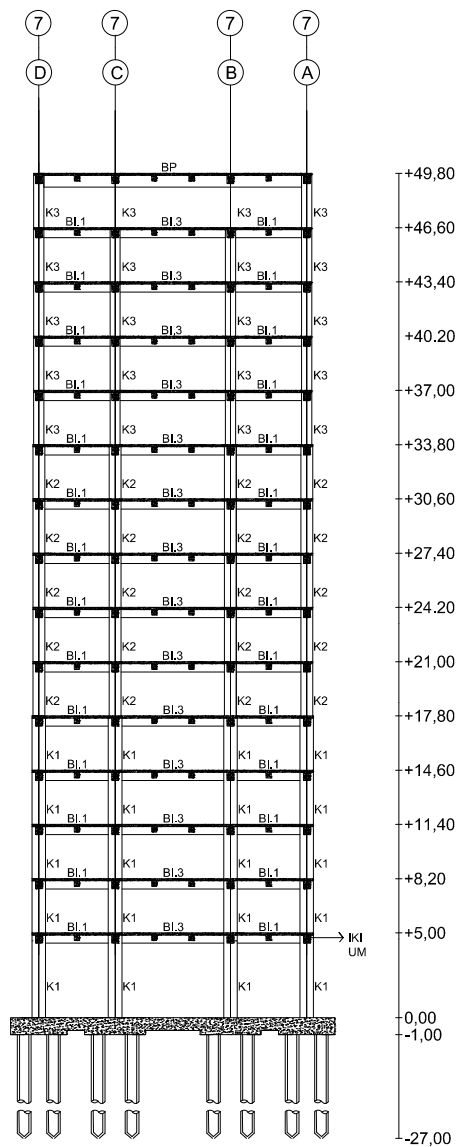
1 : 25

18

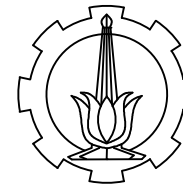
JUMLAH
24

CATATAN

[illegible]



POTONGAN MELINTANG
SKALA 1 : 400



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

MAHASISWA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

JUDUL GAMBAR

POTONGAN
MELINTANG

SKALA

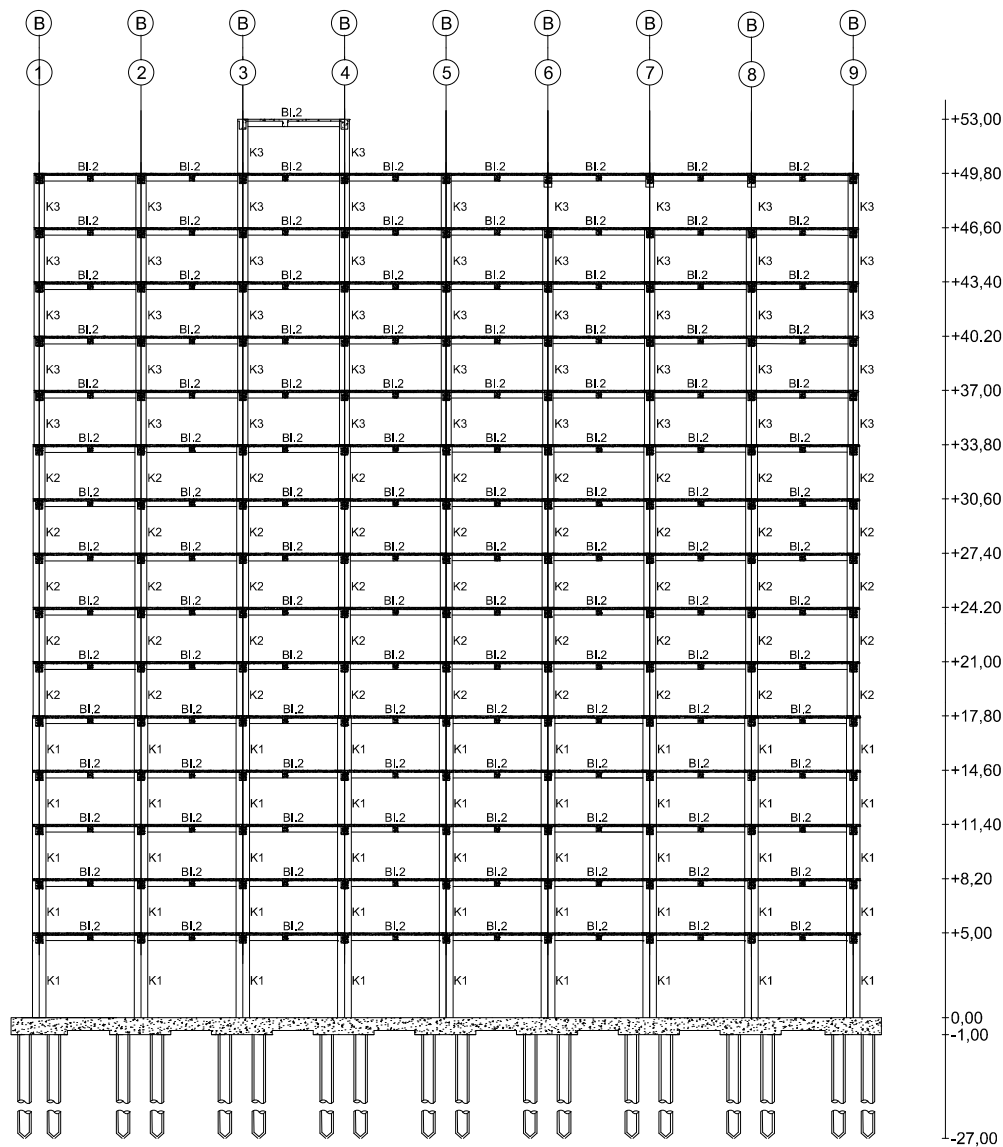
1 : 400

NOMOR GAMBAR

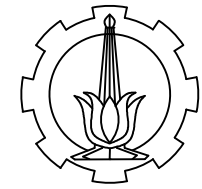
NOMOR
19

JUMLAH
24

CATATAN



POTONGAN MEMANJANG
SKALA 1 : 400



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

MAHASISWA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

JUDUL GAMBAR

POTONGAN
MEMANJANG

SKALA

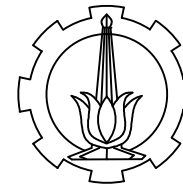
1 : 400

NOMOR GAMBAR

NOMOR
20

JUMLAH
24

CATATAN



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

MAHASISWA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

JUDUL GAMBAR

DENAH
PONDASI

SKALA

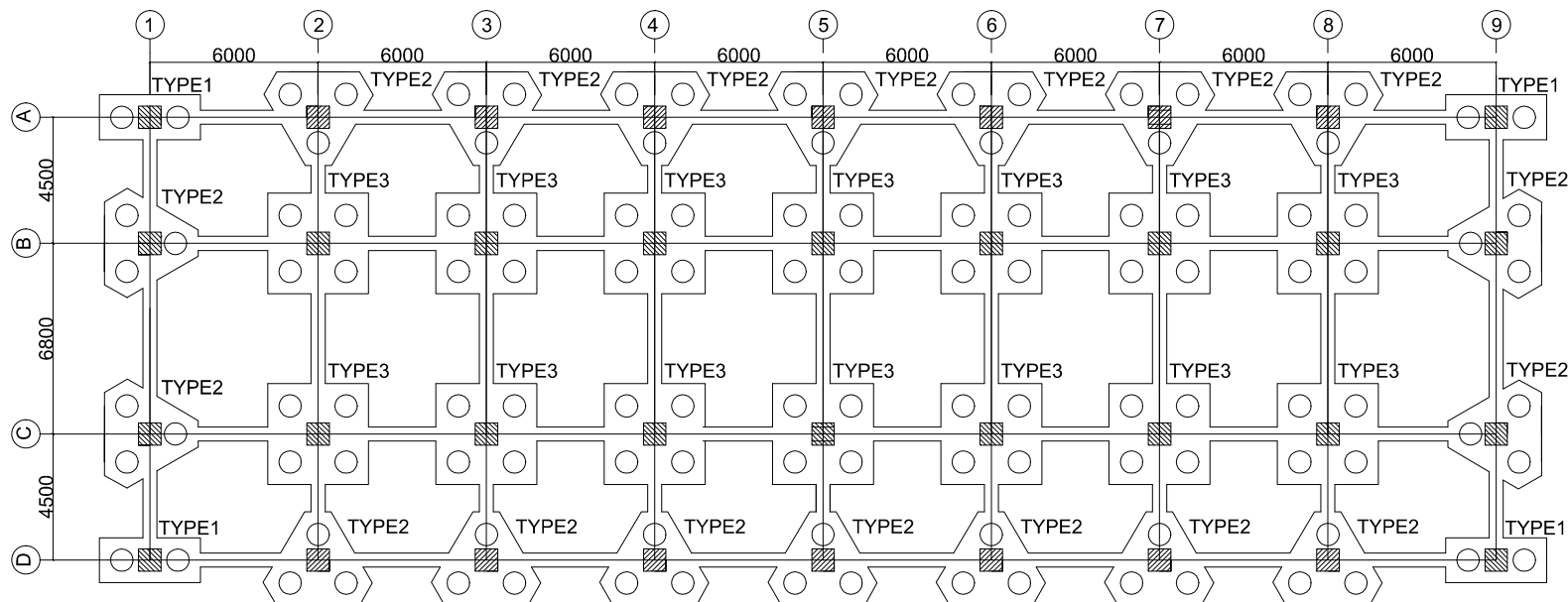
1 : 300

NOMOR GAMBAR

NOMOR
21

JUMLAH
24

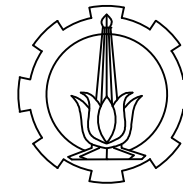
CATATAN



PONDASI		
TYPE	DIAMETER TIANG (mm)	JUMLAH TIANG
TYPE 1	800	2
TYPE 2	800	3
TYPE 3	800	4



DENAH PONDASI
SKALA 1 : 300



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

MAHASISWA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
PONDASI TYPE I

SKALA

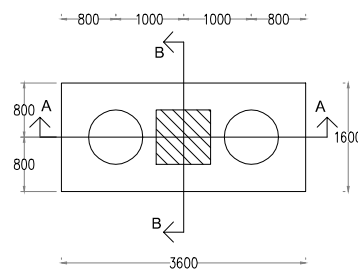
1 : 100

NOMOR GAMBAR

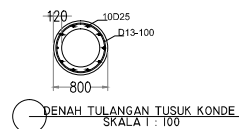
NOMOR
22

JUMLAH
24

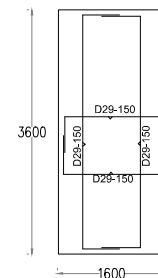
CATATAN



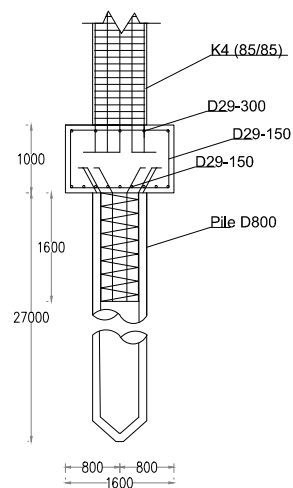
DENAH PONDASI TYPE I
SKALA 1 : 100



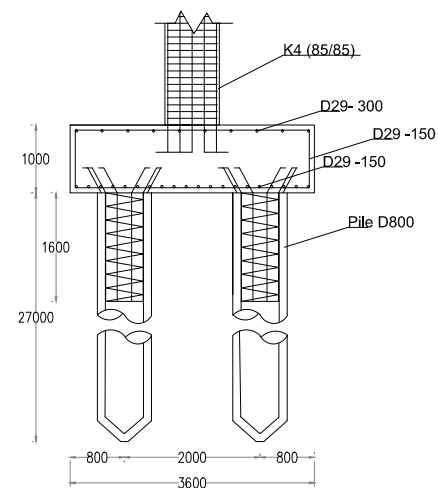
DENAH TULANGAN TUSUK KONDE
SKALA 1 : 100



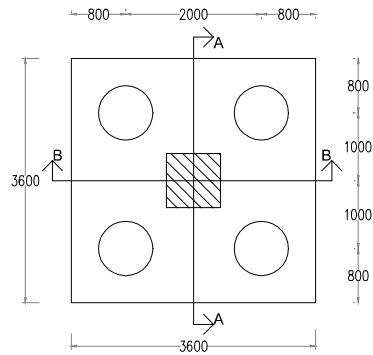
DETAIL PENULANGAN PONDASI
SKALA 1 : 100



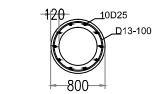
POTONGAN B-B
SKALA 1 : 100



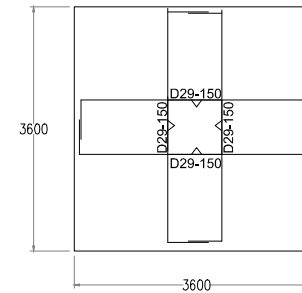
POTONGAN A-A
SKALA 1 : 100



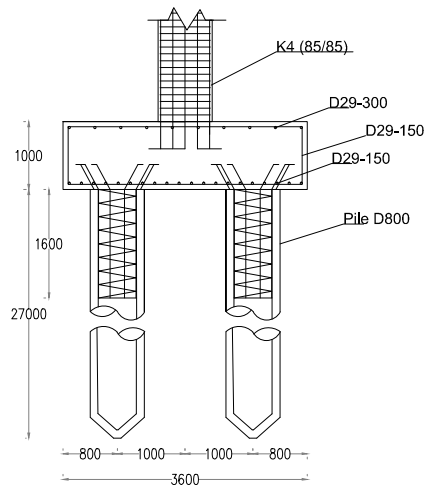
DENAH PONDASI TYPE 3
SKALA 1 : 100



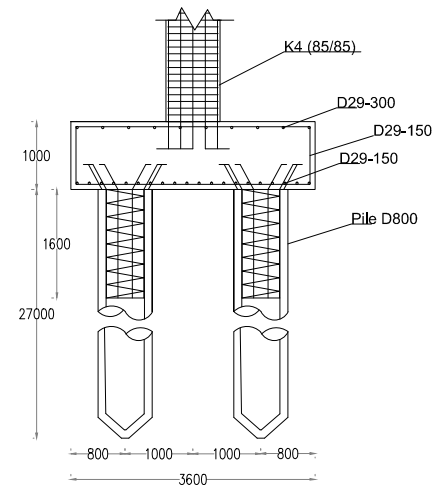
DENAH TULANGAN TUSUK KONDE
SKALA 1 : 100



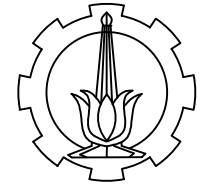
DETAIL PENULANGAN PONDASI
SKALA 1 : 100



POTONGAN B-B
SKALA 1 : 100



POTONGAN A-A
SKALA 1 : 100



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

MAHASISWA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
PONDASI TYPE 2

SKALA

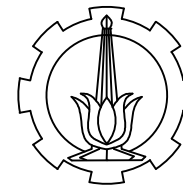
1 : 100

NOMOR GAMBAR

NOMOR
23

JUMLAH
24

CATATAN



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN
SPRINGWOOD MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN BALOK
BETON PRATEKAN MONOLIT
PASCATARIK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
PROF. DR. IR. IGP RAKA

MAHASISWA

DIMAS AGUNG PAMBUDI
31 12 100 062

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
PONDASI TYPE 2

SKALA

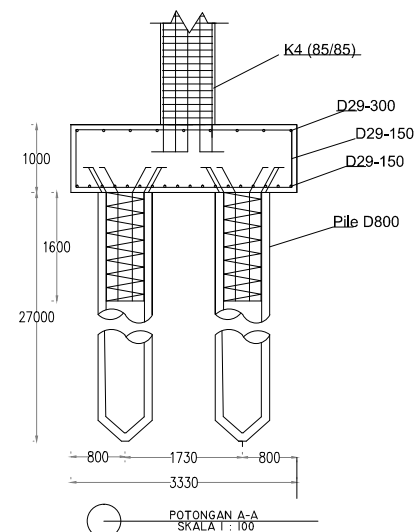
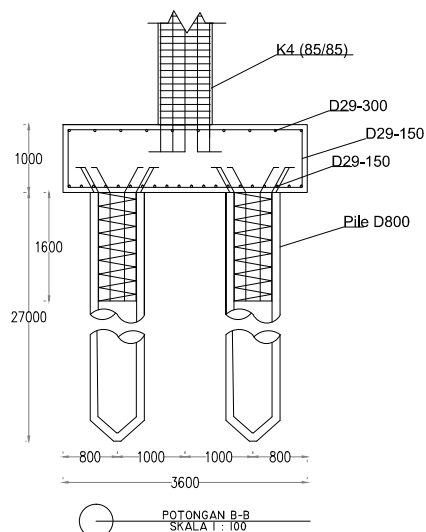
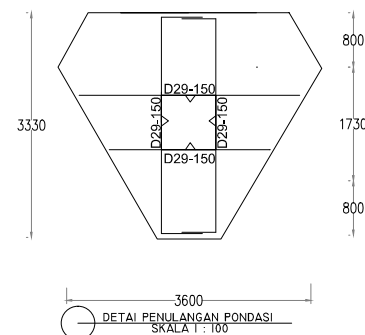
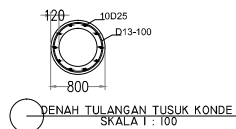
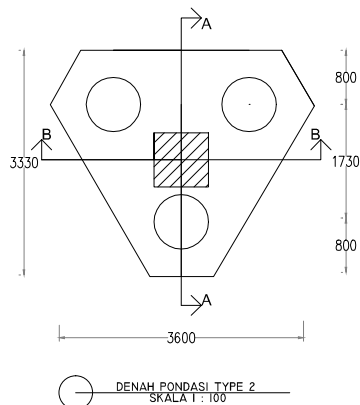
1 : 100

NOMOR GAMBAR

NOMOR
24

JUMLAH
24

CATATAN



BIODATA PENULIS



Penulis yang bernama lengkap Dimas Agung Pambudi ini dilahirkan di Jombang, Jawa Timur pada tanggal 10 November 1993. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN 3 Mojongapit, SMP Negeri 5 Jombang dan SMK Negeri 3 Jombang. Lulus dari SMK, penulis kemudian melanjutkan pendidikan program sarjana (S1) di Jurusan Teknik Sipil ITS pada tahun 2012 melalui jalur SNMPTN tulis dan terdaftar dengan NRP 3112100062. Gelar Sarjana Teknik diperoleh penulis pada tahun 2017 dengan judul Tugas Akhir “*Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen Springwood Menggunakan Beton Bertulang dan Balok Beton Pratekan Monolit Pascatarik*”.

Email : dimasagung101193@gmail.com